

ERBAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

Herausgeber: Prof. Dr.-techn. h. c. Dr.-Ing. K. Sattler / Berlin

Mitherausgeber: Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel / Darmstadt

SPRINGER-VERLAG BERLIN GÖTTINGEN HEIDELBERG

1960

5

FRANKIPFÄHLE

gründen
standsicher
und
wirtschaftlich

$H_y = 56,0 \text{ t}$

$M_y = +140 \text{ tm}$

$V = 639 \text{ t}$

$M_p = +14 \text{ tm}$

$H_x = 7,0 \text{ t}$

$M_x = -294 \text{ tm}$

FRANKIPFAHL

BAU-GESELLSCHAFT M.B.H.

DUSSELDORF

ZWEIFILIALEN: HAMBURG · MÜNCHEN



BORSIG-ROHRE

für jedes Haus

Die Stahlrohre mit dem Plus ⊕
für Gas-, Wasser- und Dampfleitungen
sowie für Strahlungsheizungen
 $\frac{3}{8}$ " bis 4" I.W.

Lieferung durch den Fachhandel

BORSIG AKTIENGESELLSCHAFT BERLIN-TEGEL



Vermeidung von Abkühlung

Infolge der hohen Walzgeschwindigkeit – bis zu 16,25 m/sec – unserer kontinuierlichen Feineisenstraße erfolgt die Warmverformung des Walzgutes von Stabanfang bis Stabende bei absolut gleichmäßiger Temperatur.

Der Vorteil für unsere Abnehmer:

Durch diese Vermeidung von Abkühlung erhält das Materialgefüge die günstigsten technologischen Werte. Wir können daher ein besonders hochwertiges Walzeisen liefern.



HOESCH AG WESTFALENHÜTTE DORTMUND

PHILIPP HOLZMANN

A K T I E N G E S E L L S C H A F T
F R A N K F U R T A M M A I N



H O C H B A U · T I E F B A U · S P A N N B E T O N
E R D B A U L A B O R · B E T O N L A B O R

Betoplan ist die seit Jahren bewährte Sichtbeton-Vorsatzschalung aus hochwertigen, koch- und alkalifest verleimten Sperrhölzern mit Kunstharzoberflächenvergütung. Betoplan findet überall dort Anwendung, wo an Sichtbeton technisch hohe Ansprüche gestellt werden. Seine erprobten Eigenschaften ermöglichen die Herstellung von absolut fehlerfreiem Sichtbeton.

BETOPLAN

KLAUS ESSER

Kostenlose technische Beratung und Fachliteratur durch den ältesten und erfahrensten Sichtbetonfachmann der Bundesrepublik.
Klaus Esser KG, Düsseldorf 1, Postf. 2909

Brunnen- und Schachtbau Wasserversorgung Tiefbohrungen
Kernbohrungen Rütteldruck-Verdichtungen Rüttelfußpfähle
Rüttelzugpfähle und -Anker Pfeilergründungen Stollenbau
Steinskelettbildung Tiefendrainagen Dammverdichtungen
Injektionsbohrungen Verpressungen Ungest. Proben im Sand
Grundwasserabsenkungen Bruchsteinbeton Unterwasserbeton

JOHANN KELLER
G. M. B. H.
FRANKFURT/MAIN
RENCHE/BADEN
HAMBURG
WILHELMSHAVEN



Der Schlüssel zur Sicherung Ihrer Bauten:

DEITERMANN - Bautenschutz!

CERINOL

Beton- und Mörteldichtungsmittel, Betonverflüssiger, Abbindeverzögerer, Schnellerhärter.

PLASTIKOL

Spachtel- und Streichmasse zur schnellen, dauerhaften Abdichtung und zu Isolierzwecken.

EUROLAN

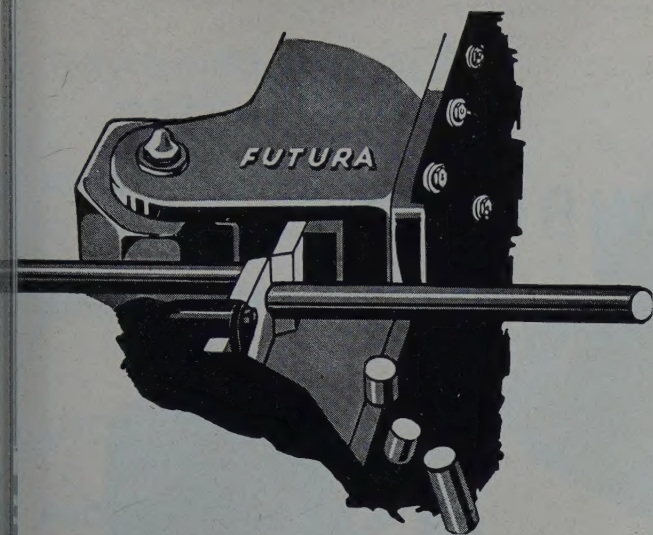
Schutz- und Isolieranstrich gegen Feuchtigkeit, Rost, Dämpfe und chemische Einflüsse.

RELAX

Schalöl verhindert das Anhaften von Mörtel und Beton an Holz- und Eisenschalungen.

Fordern Sie ausführliche Prospekte an!
Läger und Verkaufsbüros in allen größeren Städten

DEITERMANN K.G.
Chemische Werke · Datteln i. W.
Ruf: Sammel-Nummer 2186



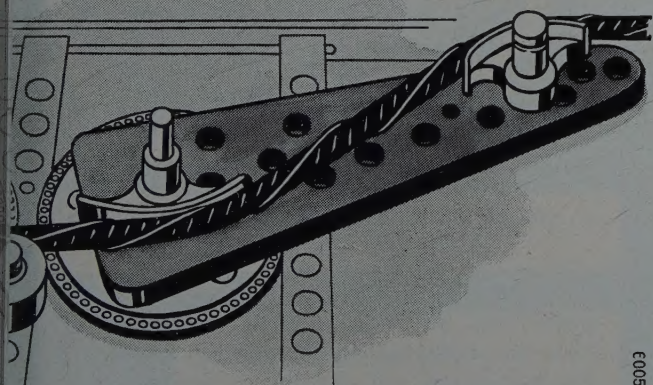
FUTURA

**Betonstahl-
Schneidemaschinen**

**Betonstahl-
Biegemaschinen**

TYPEN: S 320	B 320
S 400	B 400
S 500	B 500
S 550	B 550
S 600	B 600
S 700	B 700

Bügelbiegemaschinen • Sondervorrichtungen



5005

KRUPP-DOLBERG GMBH • ESSEN



BERLIN • BREMEN • DORTMUND • ESSEN • FRANKFURT
HAMBURG • HANNOVER • KÖLN • MANNHEIM
STUTT GART • MÜNCHEN mit Verkaufsbüro NÜRNBERG

SIEMENS TAUCHMOTOR- PUMPEN

Ein Aggregat ohne Wartung

ist die neue Siemens-Tauchmotorpumpe.

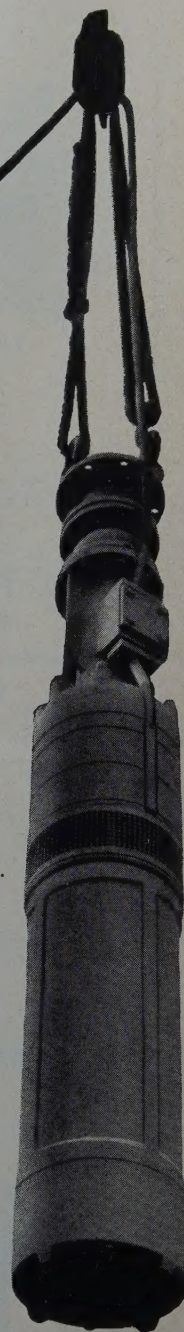
Beim Einbau und im Dauerbetrieb
erweisen sich ihre Vorzüge:

- der wasserdichte Klemmenkasten
- der wassergefüllte Drehstrommotor
- die wassergeschmierten Gleitlager
- der besonders einfache
und robuste Aufbau

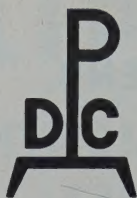
Wir liefern ferner:

vollständige elektrische Ausrüstungen für Wasserwerke,
Schöpfwerke und Abwasserpumpwerke

SIEMENS-SCHUCKERTWERKE AKTIENGESELLSCHAFT



37/67



25 JAHRE GRUNDBAU

Beratung - Entwurf - Ausführung

Baugrunduntersuchung

Pfahlgründungen

Druckluftgründungen
Taucherglockenarbeiten
Zementeinpressungen
Rohrdurchpressungen
Vertikaldrainagen
Ankerpfähle

Dr.-Ing. PAPROTH & CO.

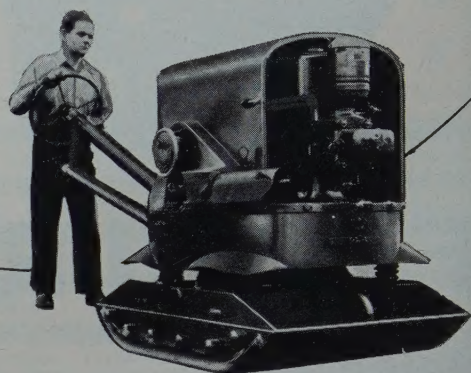
Krefeld, Diessemer Bruch 54

Berlin-Steglitz, Kuhlighshofstraße 21-25

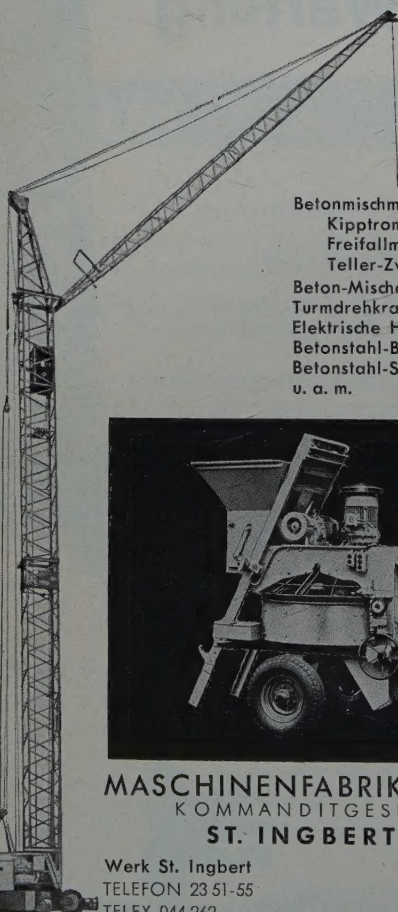
Winsen (Luhe), Moorweg 17

VIBROMAX

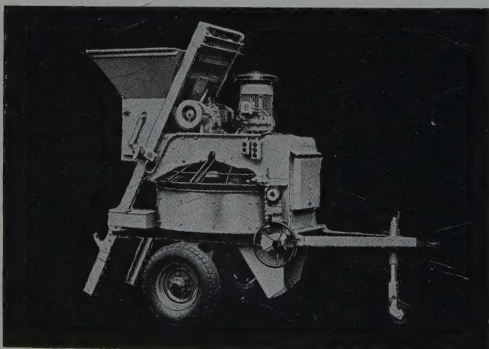
**Tiefwirkende Bodenverdichtung
durch Plattenrüttler**



LOSENHAUSENWERK
DUSSELDORFER MASCHINENBAU A.-G.
DUSSELDORF · GRAFENBERG



Betonmischmaschinen:
Kipptrommelischer
Freifallmischer
Teller-Zwangsmischer
Beton-Mischautomaten
Turmdrehkrane
Elektrische Handschraper
Betonstahl-Biegemaschinen
Betonstahl-Scheren
u. a. m.



MASCHINENFABRIK OTTO KAISER
KOMMANDITGESELLSCHAFT
ST. INGBERT-SAAR

Werk St. Ingbert
TELEFON 23 51-55
TELEX 044 262

Werk Oberlahnstein
TELEFON 541-543
TELEX 086 822

DER DAMMBAU

**Grundlagen und Geotechnik
der Stau- und Verkehrsdämme**

Von Dr.-Ing. KARL KEIL, Professor für Ingenieur-
geologie und Geotechnik an der Hochschule für
Verkehrswesen in Dresden

Zweite, völlig neubearbeitete Auflage. Mit 600 Ab-
bildungen. XVI, 581 Seiten Gr.-8°. 1954.
Ganzleinen DM 69,—

AUS DEN BESPRECHUNGEN

„... Das Werk ist durch die reiche Illustration und ein
ausgedehntes Literaturverzeichnis abgerundet und
bietet dem Fachmann, der sich mit dem Entwurf und
der Ausführung von Erddämmen beschäftigt, eine
anregende Unterlage.“

Schweizerische Bauzeitung

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

TANDEM-VIBRATIONSWALZEN

bis 8 t Betriebsgewicht

DREIRAD-VIBRATIONSWALZEN

bis 10,4 t Betriebsgewicht

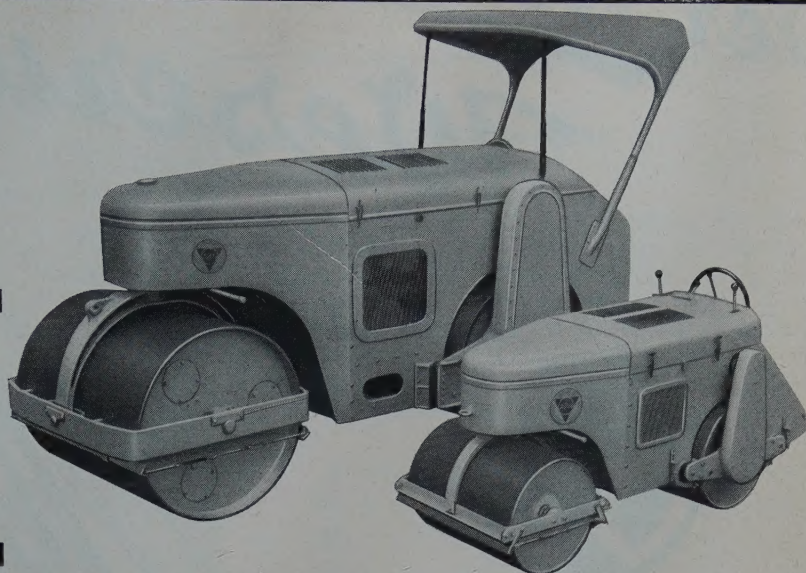
ANHÄNGE-VIBRATIONSWALZEN

bis 8,5 t Betriebsgewicht

LEICHTVIBRIERBOHLEN

HOCHLEISTUNGS-

VIBRATIONSPLETTEN



Uberschwere Tandem-Vibrationswalze, Typ Alexander,
ca. 6,9—8 t Betriebsgewicht, und

Leichte Tandem-Vibrationswalze, Typ LW Micky, ca. 1,2 t Betriebsgewicht

FÜR LEISTUNG UND FORTSCHRITT IM STRASSEN- UND ERDBAU

ALLGEMEINE BAUMASCHINEN-GESELLSCHAFT

Gerhard L. Pottkämper KG.

BÖSINGFELD/LIPPE

Verkauf Inland: Hameln/Weser

Telefon 4631/34, Fernschreiber 09 2871

Verkaufsbüros in: Berlin, Bremen, Dortmund, Düsseldorf, Frankfurt, Hamburg, Hannover,
Kassel, Köln, München, Nürnberg, Stuttgart, Wiesbaden



***PROLAN-BAUTEN** stellen sich vor...

hier neues Postscheckamt HAMBURG. —

Große Betonmengen —
— genaue Kalkulation!
... mit PROLAN
ist bester Beton
besonders wirtschaftlich!

ANS HAUENSCHILD & HAMBURG-WANDSBEK

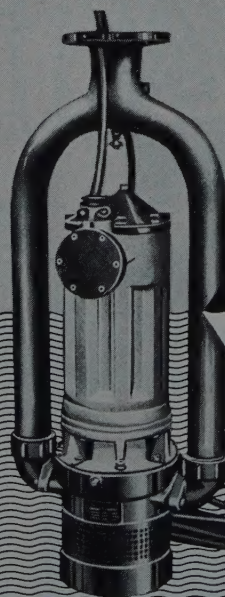
Die moderne

Elektrobauerpumpe

mit
Unterwassermotor
der

über und

unter Wasser



betriebs sicher arbeitet,

kein Ansaugen,

stets betriebsbereit

EMU Unterwasserpumpen GmbH.

Hof / Saale · Bayern

Der neue Weserwolff



WESERHÜTTE

Ein Erzeugnis **50 jähriger Erfahrung**

auf dem Gebiete unserer Universalbagger-Fabrikat

WESERHÜTTE OTTO WOLFF G.M.B.H., BAD OEYNHAUSEN

Telefon 2111

BAD OEYNHAUSEN

Fernschreiber 9-7

Inhaltsübersicht

	Seite
627.8 : 621.221 : 620.9 : 551.521.1	
<i>Dr.-Ing. G. Wickert, Dortmund:</i>	
Wasserkraftanlagen zur Nutzung solarer Strahlungen	
Mit 12 Abbildungen	157
624.131.377 : 624.131.439.1 : 624.131.212	
<i>Priv.-Doz. Dr.-Ing. H.-U. Smoltczyk, Berlin:</i>	
Versuchung eines Sandes in einem großformatigen	
Testenschergerät. Mit 14 Abbildungen	162
624.131.32 : 550.834	
<i>Dr. W. Schumann, Berlin:</i>	
Berechnung der Deckschicht-Mächtigkeit aus einer	
dynamischen Baugrunduntersuchung bei tiefenpropor-	
tionalem Schubmodul. Mit 4 Abbildungen	167
624.131.5 : 624.15.07.04	
<i>L. Minnich, Hamburg:</i>	
Theorie im Boden eingespannter Systeme	
Mit 6 Abbildungen	170
624.073.112.075.3 : 624.131.537	
<i>apl.-Ing. K. Fischer, Wien:</i>	
Schiefstellung einer starren Kreisplatte auf geschich-	
ter Unterlage. Mit 4 Abbildungen	173
699.82 : 69.035.4 : 622.2	
<i>apl.-Ing. S. W. Markl, München:</i>	
Probleme der Isolation großer Räume unter Tage	175
624.072.33 : 624.072.2 : 539.411.8	
<i>Dr.-Ing. R. Dahrowski, Danzig:</i>	
Sicherheit des Portalrahmens bei eintretender Rich-	
tungsänderung mit Lastangriff. Mit 9 Abbildungen ..	178

Kurze Technische Berichte

624.153.6 : 624.156.072/.073 : 624.043 (047.6)	
Berechnung von Gründungsbalken und -platten	
Mit 16 Abbildungen	183
624.151.6 : 72.011.27 (421) (047.6)	
Wohnhaus-Gründung im London Ton. Mit 4 Abbildungen	189
624.131.212 : 624.131.379 : 624.131.524.2 (047.6)	
Modellversuche über die Tragfähigkeit von Sand unter	
oberflächengründungen. Mit 5 Abbildungen	190
627.81/.82 (282.272.73) (047.6)	
Einbau des Oahe-Dammes am Missouri	
Mit 5 Abbildungen	192
Verhandlungen	193
Erscheinungen	195
verschiedenes	195

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustofftheorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen.

Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

Professor Dr.-techn. h. c. Dr.-Ing. K. Sattler

Technische Universität Berlin,

Lehrstuhl für Stahlbau

(1) Berlin-Charlottenburg 2, Hardenbergstr. 3

Professor Dr.-Ing. A. Mehmel,

(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

Alle sonstigen Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten an die

Schriftleitung „Der Bauingenieur“,

Springer-Verlag,

Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 135 und 1044 bzw. der BE. benutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten. Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Nachdruck: Mit der Annahme des Manuskripts eines Beitrages für die Zeitschrift „Der Bauingenieur“ erwirbt der Springer-Verlag das ausschließliche Verlagsrecht für alle Sprachen und Länder, einschließlich des Rechts der photomechanischen Wiedergabe oder einer sonstigen Vervielfältigung. — Im „Bauingenieur“ erscheinende Arbeiten dürfen nicht vorher an andere Stelle veröffentlicht worden sein und auch später nicht anderweitig, weder im Inland noch im Ausland, veröffentlicht werden. Ausnahmen von dieser Regel bedürfen einer entsprechenden Vereinbarung zwischen Autor, Herausgeber und Verlag.

Photokopien: Auf Grund des zwischen dem Börsenverein des Deutschen Buchhandels e. V. und dem Bundesverband der Deutschen Industrie abgeschlossenen Rahmenabkommens ist jedoch die Anfertigung photomechanischer Kopien eines Beitrages gewerblichen Unternehmen für den innerbetrieblichen Gebrauch gestattet, sofern der Hersteller oder Benutzer jede Seite dieser Kopie mit einer Gebühren-Wertmarke im Betrag von DM 0,10 kenntlich macht. Diese Marken sind zu beziehen vom Börsenverein des Deutschen Buchhandels e. V. (Inkasso-Stelle), Frankfurt/M. Großer Hirschgraben 17/19. (Der Verlag läßt diese Beträge den Autorenverbänden zufließen.) Die Verpflichtung zur Verwendung von Gebühren-Wertmarken entfällt, falls der Hersteller von Kopien mit dem Springer-Verlag ein Pauschalabkommen über die Kopie-Gebühren-Entrichtung vereinbart hat.

Die Wiedergabe von Gebrauchsnamen, Handelsnamen, Warenbezeichnungen usw. in dieser Zeitschrift berechtigt auch ohne besondere Kennzeichnung nicht zu der Annahme, daß solche Namen im Sinne der Warenzeichen- und Markenschutz-Gesetzgebung als frei zu betrachten wären und daher von jedermann benutzt werden dürften.

Erscheinungsweise: Monatlich.

Bezugspreis: Vierteljährlich DM 12,— (Einzelhefte DM 4,50) zuzüglich Postgebühren. — Für Studierende ermäßigt sich der Bezugspreis auf DM 9,60 vierteljährlich zuzüglich Zustellgebühren. — Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Vierteljahresschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar. — Bestellungen nimmt jede Buchhandlung, jedes Postamt oder der Verlag entgegen.

Anzeigen nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3, Westberlin, Fernspr.: Sammelnummer 83 03 01) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

SPRINGER-VERLAG

Berlin • Göttingen • Heidelberg

Wasserkraftanlagen zur Nutzung solarer Strahlungen

Von Dr.-Ing. G. Wickert, Dortmund, Dozent der TH Karlsruhe

K 627.8 : 621.221 : 620.9 : 551.521.1

A. Einleitung

Die energiewirtschaftliche Nutzung der auf der Erde reichlichen Strahlungsenergie der Sonne kann auf verschiedene Weise erfolgen. Die ältesten Versuche, die Sonnenstrahlen direkt zu verwerten, reichen zwar bis in das Jahr 0 v. Chr. zurück. Der Neuzeit dagegen blieb es vorbehalten, Untersuchungen und Projekte aufzustellen, die Sonnenenergie auch durch Wasserkraftanlagen zu erschließen.

Dieser Aufsatz soll Möglichkeiten aufzeigen, die kosmischen Kräfte ähnlich wie bei den Gezeiten durch Wasser nutzbar werden zu lassen. Dabei saugt das Wasser aus den Strahlungen einen Teil des Sonnenpotentials auf.

B. Einzelheiten

1. Ausnutzung des Temperaturgefälles im Wasser

Die Temperatur des Meerwassers nimmt mit größerer Wassertiefe sehr schnell ab und nähert sich einem konstanten Grenzwert. Vor allem in tropischen Gewässern ist dieses Temperaturgefälle zwischen den oberen und tiefen Wasserschichten besonders ausgeprägt, da infolge der intensiven Sonnenstrahlungen die obersten Wasserschichten stark erwärmt sind (Abb. 1). Die Temperaturen dieser Wasserzone steigen bis auf 28°C an, und es wirkt das Oberflächenwasser als Strahlungsspeicher. Zwischen dem kalten Wasser in größeren Tiefen (z. B. 400 m) und den oberen Meeresschichten ist ein Temperaturgefälle von mindestens 20°C .

Der thermodynamische Kreislauf wird bei Unterdruck mit der Verdampfung des auf 28° durch die Sonne erwärmten Wassers eingeleitet und durch Niederschlag im Kondensator, gekühlt durch das Tiefenwasser, abgeschlossen. Hierbei wird eine Turbine mit großem Laufraddurchmesser und elliptischen Schaufeln (Abb. 2) von Wasserantrieb durchströmt.

Die Entnahme des kalten Wassers aus Meerestiefen von mindestens 400 m ist recht schwierig, da verhältnismäßig große Wassermengen, beispielsweise für eine Leistung von 7000 kW, $10\text{ m}^3/\text{s}$ benötigt werden. Zwei Konstruktionsarten der Zentrale sind möglich, und zwar entweder eine Anlage an Land mit einer entsprechend langen Rohrleitung bis zur notwendigen Meerestiefe oder aber das Kraftwerk schwimmend mit Zuführung des kalten Wassers durch ein lotrechtes Steigrohr.

Dargestellt ist eine an der Küste ortsfeste Anlage (Abb. 2), die nach außen durch eine Betonschale abgeschlossen ist. Da der Verdampfungsprozeß bei Unterdruck abläuft, ist diese Schale für einen Außendruck von rd. 1 kg/cm^2 zu dimensionieren. Um die Anlage herum führen in Hufeisenform die beiden Zuführungskanäle für warmes und für kaltes Wasser. Durch günstige Höhenwahl der Zentrale kann infolge kleiner Förderhöhen bei geringstem Energieaufwand kaltes und warmes Wasser in die Turbine gepumpt werden.

2. Ausnutzung des Wasserzuflusses als Verdunstungsausgleich

a) *Allgemeines.* Wenn hydraulisch und betrieblich mit den üblichen Wasserkraftanlagen (außer beim Gezeitenkraftwerk) auch weitgehende Übereinstimmung herrscht, stellen sich doch noch einige spezielle Probleme ein.

Sehr wichtig für eine günstige Auslegung der Turbinen ist die einwandfreie Vorausbestimmung der jährlich aus dem Unterwasser der Wasserkraftanlage verdunstenden Wassermenge. Diese Menge ist um so größer, je höher die Temperatur, je niedriger der Luftdruck, je größer das Sättigungsdefizit und je intensiver die Luftbewegung ist. In Mitteleuropa liegt die Verdunstungshöhe im Mittel bei $1,0\text{ m}^3/\text{m}^2$ Stauraumfläche/Jahr. Zur Berechnung dieser Ver-

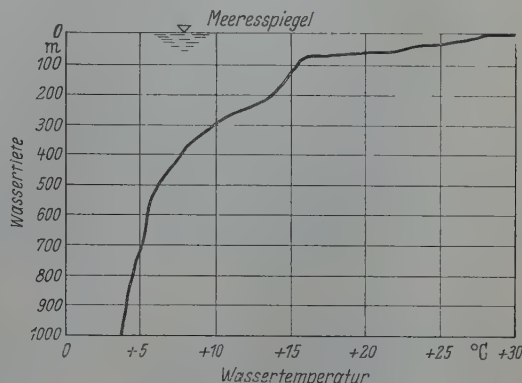


Abb. 1. Temperaturgefälle durch Sonneneinstrahlung zwischen den Wasserschichten.

dunstungshöhe sind zahlreiche Beziehungen aufgestellt worden. Eine jetzt herauszugreifen, hieße bereits eine Klassifizierung aussprechen. Sie unterscheiden sich meistens nur in ihren Konstanten, deren Werte, empirisch gefunden, im allgemeinen nur regionale Genauigkeitswerte liefern. Es empfiehlt sich somit jeweils vor Ermittlung der Verdunstungshöhe, durch Versuche die gewählte Formel mit ihren Beiwerten zu überprüfen und gegebenenfalls zu korrigieren. Allerdings darf hierbei die Abhängigkeit der Verdunstungshöhe von der Wassertiefe, die durch die Formeln meistens nicht erfaßt wird, nicht unberücksichtigt

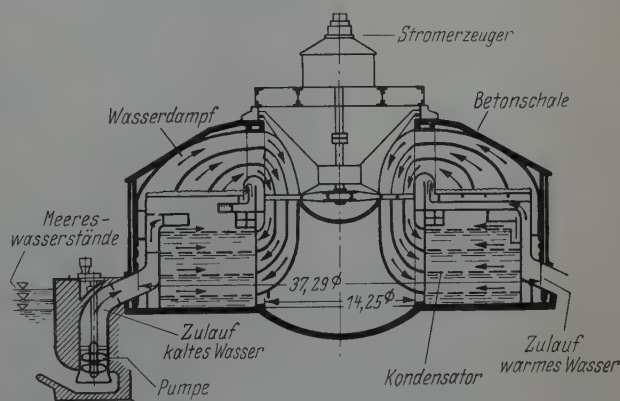


Abb. 2. Ortsfeste Anlage zur Ausnutzung des Temperaturgefälles.

bleiben. Bei gleichen Voraussetzungen verdunstet das Wasser eines flachen Beckens infolge kürzerer Erwärmungszeit schneller als bei großer Wassertiefe. Am Toten Meer hat man für die nördliche Fläche (mittlere Wassertiefe 185 m) eine Verdunstungshöhe von 1,5 m und für die kleine südliche Fläche (mittlere Wassertiefe 6,4 m) einen um 20% höheren Wert von 1,8 m festgestellt. Auch die jahreszeitlichen Temperaturschwankungen verändern den Ablauf. Beispielsweise beträgt für ein flaches Becken von

5,0 m Wassertiefe die Verdunstungshöhe im Winter (Jan./Febr.) nur $\frac{1}{6}$ bis $\frac{1}{7}$ der des Sommers (Juli/August). Ferner beeinflusst infolge steter Verdunstung der bis zur Sättigung sich verändernde Salzgehalt ($\approx 24\%$) die Höhe der Verdunstung.

Zwar ist es nicht möglich, die gestrahlte Sonnenenergie voll rückzugewinnen, da ein großer Teil durch die Dampftemperatur verlorengeht. Für das Rote Meer wäre bei einer mittleren Strahlungsmenge von $0,14\text{ cal/m}^2/\text{s}$ eine Verdunstungshöhe von $7,0\text{ m/Jahr}$ zu erwarten. Es stellt sich aber eine Höhe von nur $2,50$ bis $3,0\text{ m}$ ein.

Bevor die Möglichkeiten für den Bau einer solchen Anlage näher untersucht werden, müssen verschiedene Bedingungen klimatischer und terrestrischer Art erfüllt sein wie: Becken mit großer Wasseroberfläche, verhältnismäßig einfach vom Meer trennbar und große Verdunstungshöhen.

b) *Vom Meer abgeteilte Wasserfläche.* Eine Bucht, ein Golf oder ein See mit großer Wasserfläche, normalerweise in Verbindung mit dem offenen Meer, wird durch einen Damm davon getrennt. Der Wasserspiegel sinkt nun, wenn nennenswerte Zuflüsse nicht erfolgen, infolge ständiger Verdunstung. Ist eine gewünschte Fallhöhe zwischen Meeres- und Beckenspiegel erreicht, geht ein Kraftwerk, diese Höhendifferenz nutzend, in Betrieb. Die Ausbauwassermenge ist so festgelegt, daß sie der Verdunstungsmenge des Beckens entspricht, also Gleichgewicht zwischen Verdunstung und Zufluß herrscht.

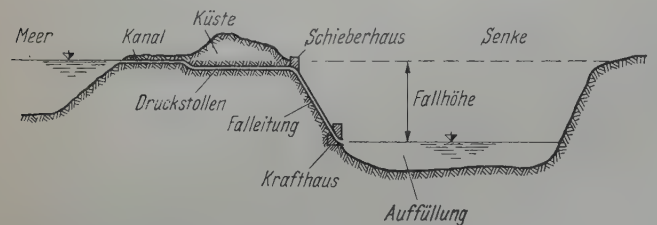


Abb. 3. Anlage zur Ausnutzung eines Senkungsgebietes.

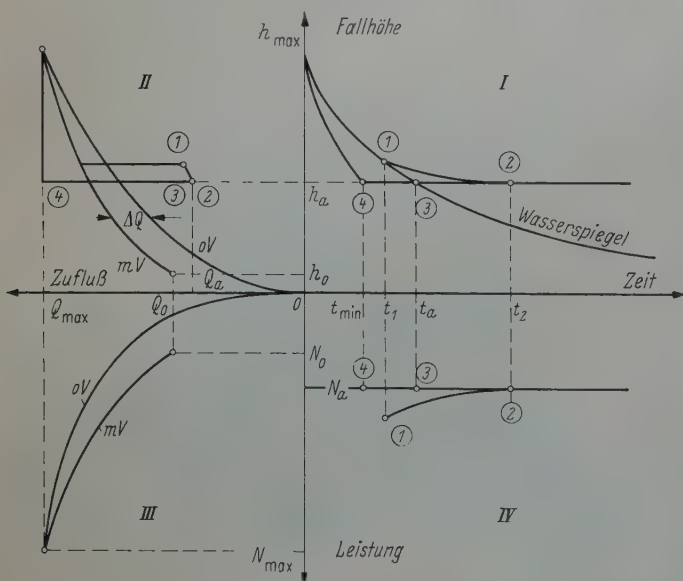


Abb. 4. Betriebsablauf im H-Q-N-t-Koordinatensystem bei der Auffüllung einer Senke.

Die Sperre kann schon vor Fertigstellung des Kraftwerkes das Becken vom Meer trennen, um dadurch die Wartezeit für die Inbetriebnahme, bis der Beckenspiegel um ein bestimmtes Maß gesunken ist, abzukürzen. Die Baufolge eines Kraftwerkes solchen Typs läuft in großen Zügen wie folgt ab:

Bau des Absperrrammes,

Wartezeit, bis der Beckenwasserspiegel infolge Verdunstung auf die gewünschte Tiefe abgesunken ist, und dann

Einschalten der Turbinen mit Betrieb eines Laufwerkes üblicher Art.

Die Zwischenzeit, bis die Ausbaufallhöhe zwischen den Wasserspiegeln des Meeres und des Beckens erreicht ist, kann bereits teilweise energiewirtschaftlich genutzt werden. Mit der Mindestfallhöhe gehen bereits einige oder alle schon montierten Einheiten in Betrieb und erzeugen Strom. Dadurch verzögert sich zwar die Senkgeschwindigkeit des Beckenwasserspiegels. Sollten aber noch weitere Maschinen montiert werden müssen, so wird hierdurch an Bauzeit gewonnen. Wenn ein weiteres Aggregat betriebsbereit ist, wird es eingeschaltet. Spätestens mit der Ausbaufallhöhe ist dann die gesamte Anlage auf Vollast

Sollte gewollt oder ungewollt der Beckenwasserspiegel zu tief abgesunken sein, wird anfangs sogar mehr Strom erzeugt als später, wenn die Wasserfläche des Beckens bis auf die Ausbauhöhe angestiegen ist.

c) *Auffüllung einer Senke.* Befindet sich in Nähe des Meeres ein Senkungsgebiet oder Einbruchkessel unter Meeresspiegellhöhe und wird durch einen Kanal, Durchstich oder Stollen eine Verbindung zwischen Meer und Einbruchkessel geschaffen, so kann in diese Senke Meerwasser geleitet werden (Abb. 3). Ist eine Wasserfläche bestimmter Größe entstanden, so hält sich Zufluß und Verdunstung das Gleichgewicht. Die Auffüllungshöhe der Senke, bei der das Produkt aus Fallhöhe und Zufluß ein Maximum erreicht, wird durch Rechnung ermittelt. Für diese Fallhöhe werden dann die Turbinen mit einer Ausbauwassermenge = Verdunstung ausgelegt. Der Ablauf für den Bau einer solchen Anlage entspräche dann:

Schaffung einer Verbindung zwischen Meer und Senke;

Auffüllung der Senke bis zur Höhe, für die die größte Energieerzeugung zu erwarten ist;

normaler Betrieb als Kraftwerk.

Zu Beginn der Auffüllung der Senke haben wir bei einer Fallhöhe $h_{\max}$ (Abb. 4, Quadrant I) auch die größte Zuflußmenge $Q_{\max}$ (Quadrant II). Ohne Verdunstung (Quadrant II, Kurve oV) nimmt die in die Senke zufließende Wassermenge bei steigendem Wasserspiegel schneller ab als bei Verdunstung (Kurve mV). Die Verdunstungswassermenge beträgt somit zwischenzeitlich ΔQ und behält mit beendeter Füllung bei einer bleibenden Spiegeldifferenz h_0 von Meer- und Senkenwasserspiegel den Wert Q_0 . Die theoretisch größte Leistung wird anfangs bei einsetzender Auffüllung erzielt, sie fällt dann ohne Berücksichtigung der Verdunstung bis auf Null ab (Quadrant III, Kurve oV), behält dagegen bei Verdunstung eine ständige Endleistung von N_0 .

Der Betriebsbeginn kann zu verschiedenen Zeitpunkten erfolgen. Ist die Zentrale früh genug fertig geworden, so schalten die Turbinen zur Zeit t_1 bereits bei größerer Fallhöhe und Überlast (Quadranten I und IV, Punkt 1) als für den Endzustand vorgesehen, ein. Sie erreichen bei t_2 die Ausbauleistung (Punkt 2). Geht das Werk erst zum Zeitpunkt t_a in Betrieb, bleibt die Leistung konstant und entspricht den Ausbaugrößen (Punkt 3). Um die Wartezeit zu verkürzen, wird durch einen weiteren Kanal eine Zusatzwassermenge in die Senke zur schnelleren Auffüllung geleitet (Quadranten I und II, Punkt 4), so daß zum Zeitpunkt $t_{\min}$ mit der Energieerzeugung begonnen werden kann.

C. Projekte

Die Zahl der in Frage kommenden Gebiete für den Bau von Wasser-Sonne-Kraftwerken zur Nutzung des Wasserzuflusses für Ausgleich der Verdunstung ist infolge der terrestrischen und klimatischen Bedingungen nicht groß (Abb. 5).

1. Temperaturgefälle

Zur Nutzung des Temperaturgefälles ist bei Abidjan der Elfenbeinküste die erste Wasserkraftanlage mit der Leistung von 7000 kW gebaut und in Betrieb gegangen.

Die Fassung des kalten Wassers erfolgt in einer 468 m tiefen Senke, etwa 4 km von der Zentrale entfernt (Abb. 6). Die erforderliche Rohrleitung ϕ 2,50 m, verlegt in drei verschiedenen Neigungen, beginnt an der Zentrale auf der Höhe 0 und führt bis in das Meer auf -14 m, dann folgt ein Zwischenstück bis auf die Höhe -110 m mit einigen elastischen Verbindungsstücken aus bewehrtem Kautschuk. Der letzte Rohrabschnitt endet steil auf der Höhe -420 m mit einem Einlaufmund.

Aus einer Bucht, unterteilt durch drei Dämme, wird das warme Wasser in einem Kanal der Zentrale zugeführt,

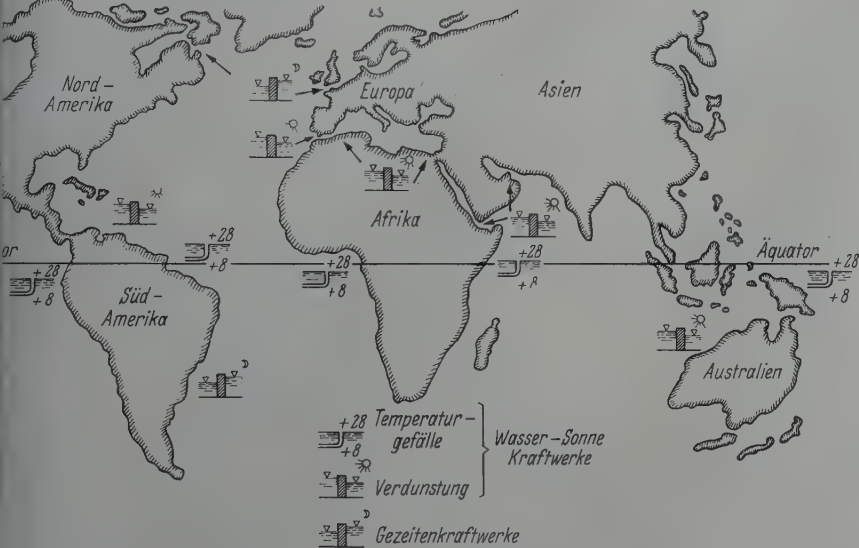


Abb. 5. Möglichkeiten zum Bau von Wasserkraftanlagen zur Nutzung kosmischer Kräfte.

das es fließt in einem Rücklauf in ein anderes Becken zurück (Abb. 6). Ein Verbindungskanal zur größeren See ermöglicht einen Kreislauf, bei dem das Wasser erneut erwärmt wird. Das Kühlwasser aus größerer Meerestiefe fließt in einem zweiten Kanal in die Lagune ab und gelangt damit nicht in das abgetrennte Anwärmbassin. Weitere Möglichkeiten für den Bau ähnlicher Anlagen sind in Abb. 5 angedeutet.

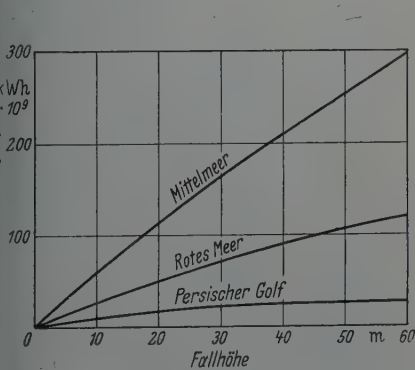


Abb. 7. Abhängigkeit des Jahresstromerzeugungs von der Verdunstungshöhe.

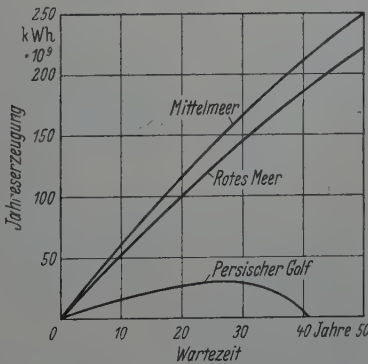


Abb. 8. Jahresstromerzeugung der Mittelmeerprojekte in Abhängigkeit von der Wartezeit bis zur vollen Leistungsfähigkeit.

men (Australien). Damit seien nur einige der größten Nutzflächen aufgezählt, ohne die vielen anderen sich ebenfalls für den Ausbau eignenden kleineren Buchten anzuführen.

Einen Anhalt über die Größenordnung der Energieerzeugung sollen die nachfolgenden überschläglichen Berechnungen geben. Das Mittelmeer wird in der Straße von Gibraltar auf 14 km Breite bei einer größten Wassertiefe von 500 m durch einen Damm vom Ozean abgetrennt. Nach Absinken des Wasserspiegels auf NN -50 m ist noch eine Verdunstungsfläche von rd. 2 200 000 km² (einschl.

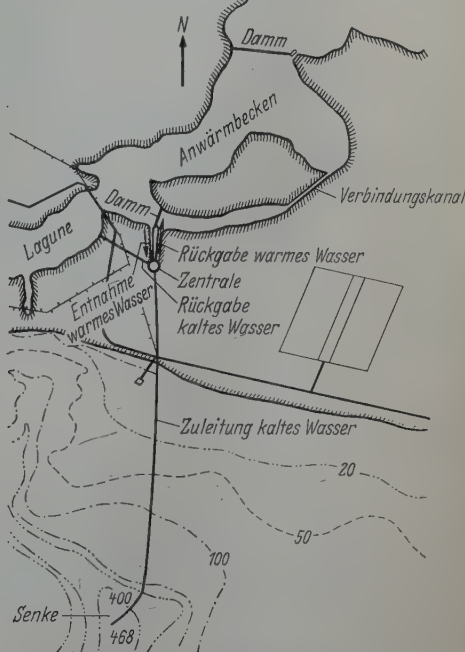


Abb. 6. Wasserkraftanlage Abidjan an der Elfenbeinküste, die erstmalig das Temperaturgefälle zwischen den tieferen und höheren Wasserschichten ausnutzt.

Schwarzes Meer) vorhanden. Bei einer mittleren jährlichen Verdunstungshöhe von 70 000 m³/s ist eine theoretische Leistung von etwa 28 · 10⁶ kW bei einer Jahresarbeit von 250 · 10⁹ kWh möglich (Abb. 7). Aber erst nach 50 Jahren Wartezeit kann mit einer Fallhöhe von 50 m und ent-

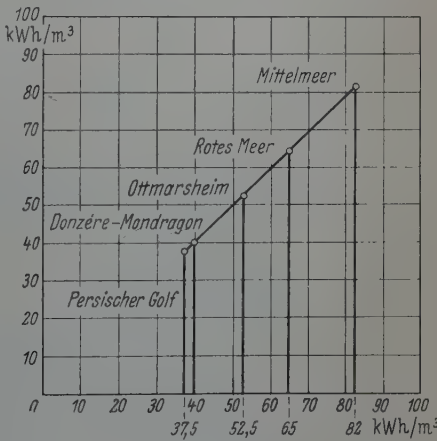


Abb. 9. Verhältnis der erzeugten kWh zur erforderlichen Erdbewegung als Kennzahl der Wirtschaftlichkeit.

2. Vom Meer abgeteilte Wasserfläche

An erster Stelle wäre das Mittelländische Meer zu nennen. Aber auch das Rote Meer und der Persische Golf bieten ideale Voraussetzungen für solche Anlagen. Ferner finden wir noch besonders günstige Möglichkeiten in der Bucht von Maracaibo (Venezuela) und im Golf von Die-

sprechender Energieerzeugung gerechnet werden (Abb. 8). Günstiger liegen die Verhältnisse für das Rote Meer bei einer Verdunstungshöhe von 2,50 m. Die jetzige Verdunstungsfläche von 425 000 km² verringert sich bei 50 m Absenkung nur um 50 000 km². Bei einer installierten Leistung von 12 · 10⁶ kW kann eine Jahresarbeit von

105 · 10⁹ kWh erzielt werden (Abb. 7). Infolge der größeren Verdunstungshöhe weichen die Energiemengen von denen einer Anlage für das Mittelländische Meer nur unwesentlich voneinander ab (Abb. 8).

Beim Persischen Golf treffen wir allerdings weniger gute Verhältnisse an, da infolge der flach ins Meer verlaufenden Küste bei absinkendem Wasserspiegel gleichzeitig auch die Wasserfläche stark schrumpft. Immerhin würde der zum Ausgleich erforderliche Zufluß von 7150 m³/s bei 30 m Fallhöhe und einer dann vorhande-

den wir bei den Projekten zur Auffüllung einer Senke reale Ausführungsmöglichkeiten.

Die am tiefsten liegende sich zur Auffüllung eignend Senke ist das Tote Meer mit einem Wasserspiegel auf Höhe NN - 394 m (Abb. 10). Da sowohl das Galiläische Meer als auch das Tote Meer weit unter dem Wasserspiegel des Mittelmeeres liegen, wird ein Projekt zur Nutzung dieser natürlichen Fallhöhe, genannt „Mittelmeer-Jordan-Wasserkraftanlage“, in Angriff genommen. Vom vertieften Kishon-Fluß auf Meeresspiegelhöhe ± 0

(Abb. 11) werden sekundlich 40 m³ durch eine Pumpenanlage von 30 400 kW um 65 m hoch gedrückt, die in einem Kanal und durch zwei Düker rd. 70 km südöstlich in das Landesinnere bis zu einem Ausgleichbecken abfließen. Von dort führen zwei Fallrohrleitungen, Durchmesser 2,28 bis 2,75 m, der ersten Stufe von 63 000 kW das Kraftwasser zu, das gleich anschließend durch die zweite Stufe in Kavernenbauform, installierte Leistung 49 400 kW, genutzt wird. Ein Unterwasserstollen gibt dann das Kraftwasser an den Jordan-Fluß ab. Bedingt durch diese günstigen terrestrischen Voraussetzungen ist es möglich, nach Abzug der Pumpleistung immerhin noch eine Leistung von 82 000 kW zurückzugewinnen. Da die Wasserschiffahrt des Jordan-Flusses rd. 13mal größer ist, wird sich der Wasserspiegel des Toten Meeres nur unwesentlich heben, bis durch die Vergrößerung der Verdunstungsfläche neues Gleichgewicht hergestellt ist.

Günstige Voraussetzungen bietet der Assal-See mit Sohlenhöhe auf NN - 174 m (Abb. 10), der durch einen etwa 10 km langen Kanal mit dem Golf von Aden, also dem offenen Meer, verbunden werden kann. Nach Auffüllung auf Kote NN - 100 m steht eine Verdunstungsfläche von 120 km² zur Verfügung, für die bei einer Verdunstungshöhe von 2,50 m eine jährliche Energieerzeugung von 67 · 10⁶ kWh erreicht werden kann. Weiter nordwestlich verbessern sich die Verhältnisse erheblich, denn bei der großflächigen Senke von Al-el-bad, die bis auf NN - 40 m aufgefüllt eine Verdunstungsfläche von 3200 km² aufweist, wären bei einer installierten Leistung von 60 000 kW insgesamt 0,540 · 10⁹ kWh als Jahresarbeit verfügbar. Auch hier reicht ein verhältnismäßig kurzer Kanal von 25 km als Verbindung zum Roten Meer.

Die besten Voraussetzungen sind aber in Ägypten mit der Senke von Kattara vorhanden, deren tiefster Punkt bis auf NN - 137 m reicht. Würde in dieser Wüstenfläche ein See mit Höhe NN - 50 m geschaffen, so entstände eine Verdunstungsfläche von rd. 12 000 km². Bei der Verdunstungshöhe von 2,0 m kann dann eine Jahresarbeit von etwa 2 · 10⁹ kWh erzielt werden. Im ersten Entwurf sollte das Wasser aus dem Mittelmeer in einem offenen Kanal von 10 km Länge und durch zwei anschließende

Druckstollen von 60 km Länge hergeleitet werden. Die zu bewegendenden Erdmassen liegen bei rd. 290 · 10⁶ m³. Als Leistung sollten 225 000 kW installiert werden mit einer Ausbauwassermenge von 650 m³/s. Mitte 1957 änderte man den Plan. Eine günstiger gelegene Entnahme, nur 50 km von der Senke entfernt, mit einem offenen Kanal von 33 km und einem Stollen von 17 km leitet das Meerwasser in die Senke. Der spätere künstliche See soll seinen Wasserspiegel ebenfalls auf NN - 50 m halten. Die zu

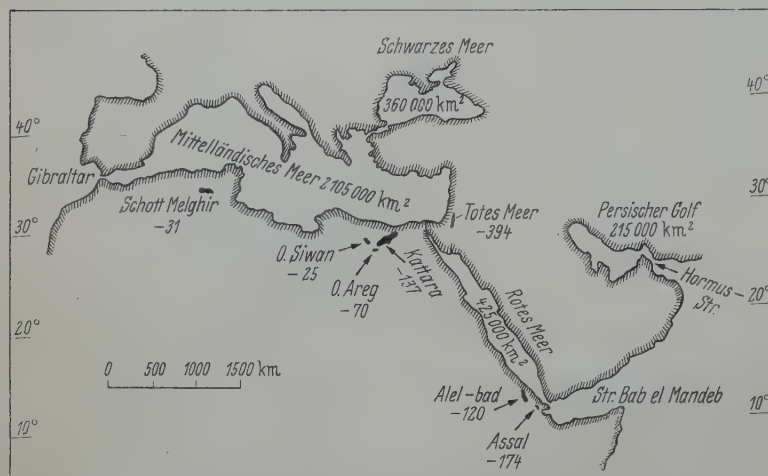


Abb. 10. Senkungsgebiet im Mittelmeerraum.

nen Wasserfläche von 88 000 km² eine Energiemenge von 15 · 10⁹ kWh erzeugen (Abb. 7). Mit weiter fallendem Wasserspiegel nimmt auch die Energieerzeugung ab, da die Verdunstungsfläche unverhältnismäßig schnell schwindet (Abb. 8).

Da eine Anlage mit dem Bau langer, hoher Dämme und erheblichen Erdbewegungen verbunden ist, gibt das Verhältnis der erzeugten kWh zur erforderlichen Kubatur einen Anhalt für eine wirtschaftliche Lösung. Die mögliche Energieerzeugung im Verhältnis zu 1 m³ bewegtem Erdmaterial läßt erkennen (Abb. 9), daß diese Projekt-

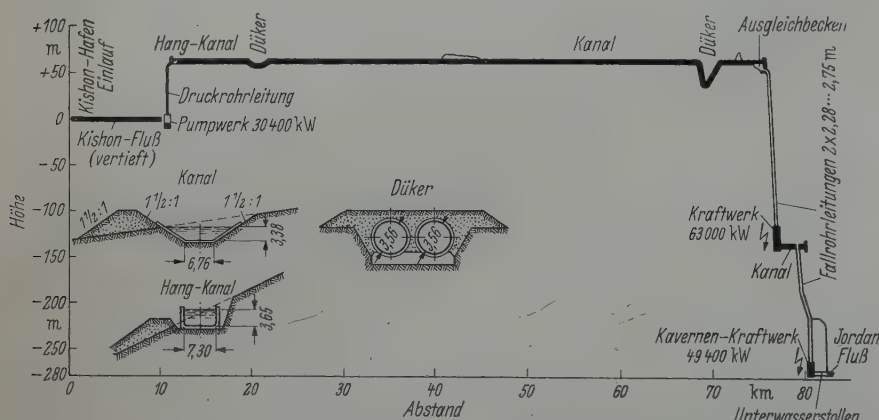


Abb. 11. Projekt der Mittelmeer-Jordan-Wasserkraftanlage.

werte einen Vergleich mit modernen Kanalkraftwerken wie Ottmarsheim und Donzère-Mondragon, bei denen der Kanalaushub mitgerechnet ist, nicht zu scheuen braucht. Allerdings kommt in den Verhältniszahlen nicht der Schwierigkeitsgrad der Bauausführung zum Ausdruck.

3. Auffüllung einer Senke

Während die erste Bauform (vom Meer abgetrennte Wasserfläche) sicherlich mehr theoretischen Wert hat, fin-

stallierende Leistung kann infolge der kürzeren Zuleitung was höher, und zwar bei 250 000 kW liegen, so daß bei eicher Ausbauwassermenge von 650 m³/s eine um 10 % here Jahresarbeit erwartet werden kann.

Als wirtschaftlichere Lösung kann der Siemens-Vor-
schlag, 1-Million-kW-Spitzenkraftwerk, bezeichnet werden
(Abb. 12). Durch zwei Stollen werden 550 m³/s einem Aus-

Ein Meer oder ein See (z. B. auch Bucht) wird durch
einen Damm vom Weltmeer getrennt. Die notwendige
Verdunstungswassermenge, um den Wasserspiegel der ab-
geteilten Wasserfläche auf gleicher Höhe zu halten, führt
ein Kraftwerk bei gleichzeitiger Energieerzeugung zu.

Eine Senke unter Meeresspiegel wird als künstlicher
See aufgefüllt. Hierdurch ist eine Verdunstungsfläche ge-

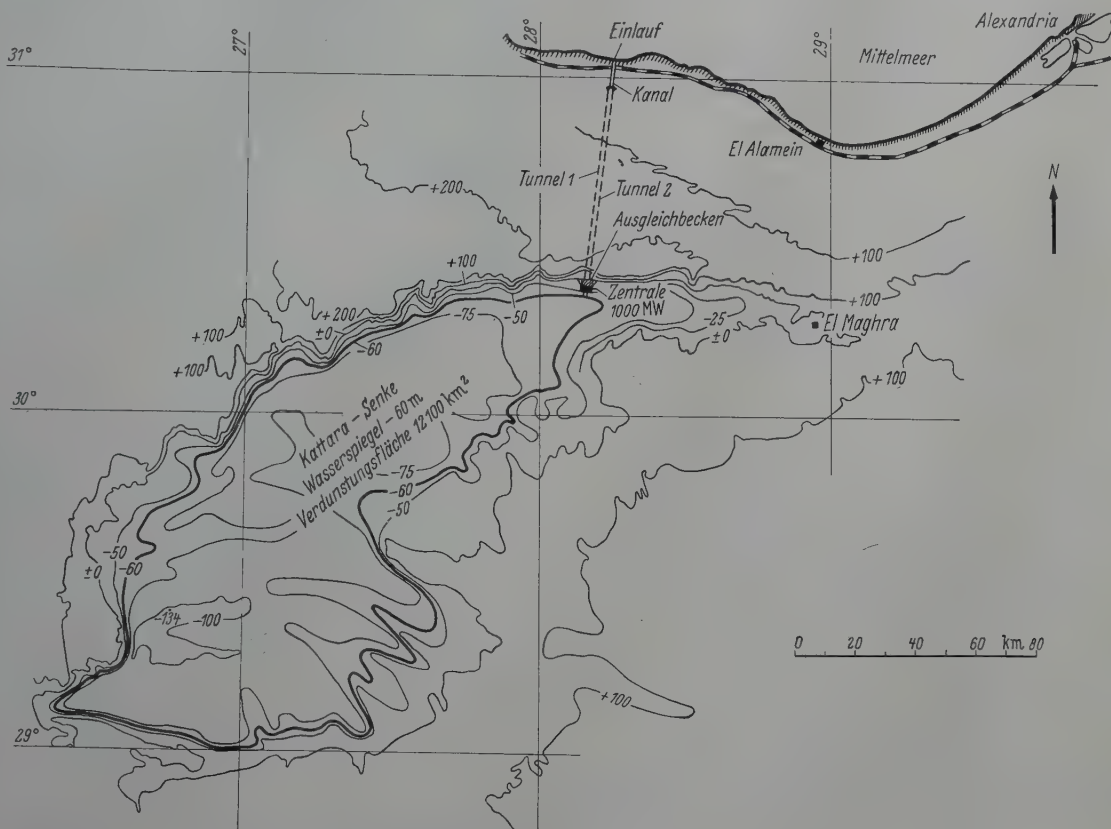


Abb. 12. Projekt Siemens-Vorschlag, 1-Million-kW-Spitzenkraftwerk
(Kattara-Senke).

gleichbecken zugeführt. Mit einer Ausbauleistung von
000 000 kW erzeugt das Kraftwerk bei einem Durchsatz
on 2200 m³/s und einer Fallhöhe von 54,0 m den Spitzen-
strom.

Im Südwesten der großen fruchtbaren Oase Fayaun,
1. 100 km südlich Kairo, finden wir eine weitere große
enke bis auf NN - 50,0 m. In der Nähe von Beni Suef
oll Nilwasser durch einen 100 m breiten und 7,0 m tiefen
kanal auf 56 km Länge in die Senke Wadi Rayan geleitet
werden. Die ersten Studien hierfür reichen bis zum Jahr
885. In diesem Fall handelt es sich nicht nur um ein rein
nergiewirtschaftlich interessantes Projekt, sondern es sollen
leichzeitig hierbei auch Bewässerungsaufgaben erfüllt
werden.

Außerhalb des Mittelmeerraumes (Abb. 10) besteht
ediglich noch auf Haiti eine Möglichkeit, bei entsprechen-
er Höhendifferenz (NN - 40,0 m) Wasser vom Meer,
und zwar in die Lagune Enriquillo, einzuleiten.

D. Zusammenfassung

Untersuchungen, die Strahlungsenergie der Sonne durch
Wasserkraftanlagen zu nutzen, blieben der Neuzeit vor-
behalten.

Es ist möglich, das Temperaturgefälle zwischen oberen
und tiefen Wasserschichten auszunutzen.

schaffen. Die Zuflußmenge, die der Verdunstungsmenge
entspricht, treibt dann Turbinen an. Hierfür kann für die
Kattara-Senke als wirtschaftliche Lösung der Siemens-Vor-
schlag, 1-Million-kW-Spitzenkraftwerk, genannt werden.

Literatur:

1. H. Wittmann: „Wasserwirtschaft“ in: Taschenbuch für Bau-
ingenieure, Springer 1949, S. 871/72.
2. L. Vadot: Les centrales hydro-solaires, La Houille Blanche 9
(1954) S. 557—568.
3. A. de Leeuw: Density currents in the Dead-Sea, International
Association for Hydraulic Research, 8th Congress — Montreal,
1959.
4. The Quattara Development, Siemens-Schuckertwerke, Erlangen,
Dezember 1959.
5. G. Wickert: Probleme der Gezeitenkraftausnutzung, VDI-
Forschungsheft 446 (1954); ferner Bauingenieur 30 (1955) S. 93—99;
Water Power 8 (1956) S. 221—225 und 258—263; Bauingenieur 32
(1957) S. 458—469.
6. G. Wickert: Bau einer Wasserkraftanlage zur Nutzung des
Temperaturgefälles zwischen oberen und tiefen Wasserschichten, Bau-
technik 32 (1955) S. 29—30.
7. G. Wickert: Wasser-Sonne-Kraftwerke, Technische Rundschau
Bern 47 (1955) Nr. 6, S. 3—5.
8. G. Wickert: Wasserkraftanlagen zur Nutzung solarer Strah-
lungen, Prakt. Energiekunde 3 (1955) S. 180—192.
9. G. Wickert: Bewässerungs- und Wasserkraftprojekte in Israel,
Bauingenieur 31 (1956) S. 192—194.

Untersuchung eines Sandes in einem großformatigen Kastenschergerät

Von Priv.-Doz. Dr.-Ing. H.-U. Smolczyk, Berlin

Bericht aus dem Grundbauinstitut der Technischen Universität Berlin

DK 624.131.377 : 624.131.439.1 : 624.131.212

Im Jahre 1955 erhielt das Grundbauinstitut der Technischen Universität Berlin (Leitung: Professor Dr.-Ing. H. Lorenz) vom Ministerium für Wiederaufbau des Landes Nordrhein-Westfalen den Auftrag, verbunden mit den erforderlichen Mitteln, „Versuche zur Ermittlung der Reibungswerte in Abhängigkeit vom Verschiebungsweg“ durchzuführen.

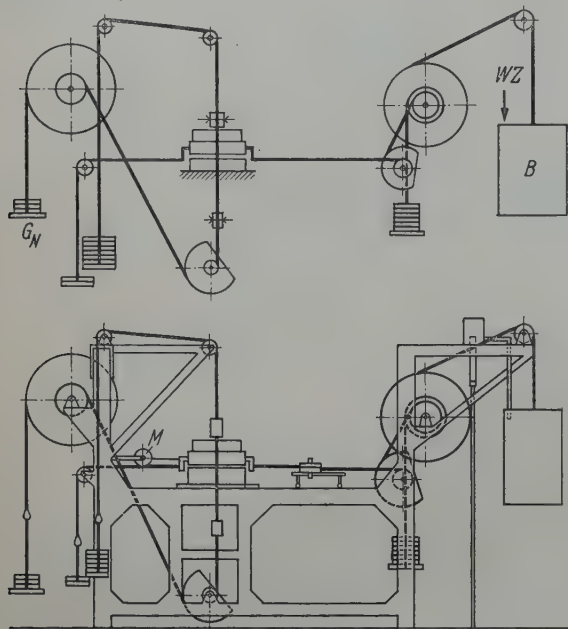


Abb. 1. Schematische Darstellung des Gerätes.
M Meßuhr; B Wasserbehälter; Übersetzungsverhältnis bei Übertragung der Normal- u. Schubkräfte: 1 : 25; G_N Gew. zur Erzeugung der Auflast; WZ Wasserzulauf zur Erzeugung ansteigender Schubkraft.

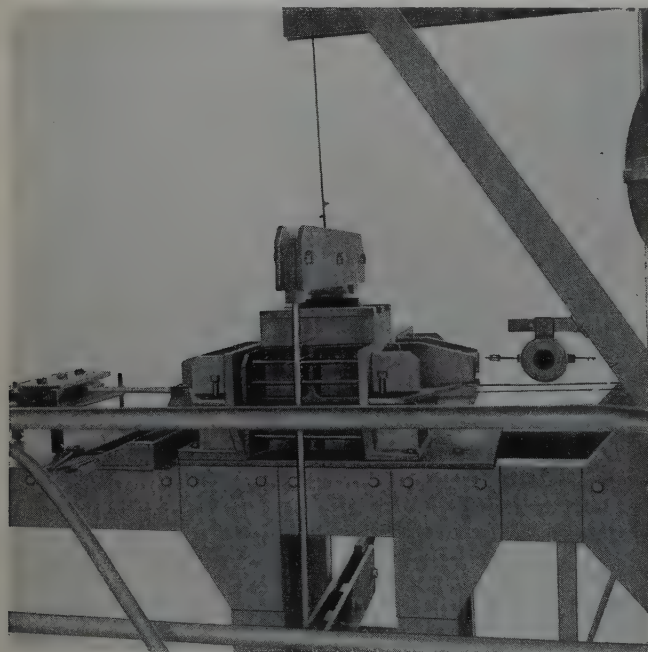


Abb. 2. Scherkasten des großen Schergerätes.

Ausgangspunkt des Auftrages war die bei Bergschäden auftretende Frage, ob bei Verformungen des Bodens relativ zur Gebäudesohle die praktisch auftretenden Verschiebungen überhaupt groß genug sind, um den Reibungswiderstand in der ganzen Sohlfläche voll zu aktivieren.

Es ist bekannt, daß jeder Scherbruchvorgang in einer Boden das Ergebnis der speziellen Deformationsgeschichte ist. Daher genügt es nicht, von Fall zu Fall die Bruchspannung zu ermitteln, sondern man muß außerdem die Bruchverschiebung messen bzw. feststellen, nach welcher Gesetzmäßigkeit die Verschiebung von Null bis zu ihrem Endwert ansteigt.

Es stellt sich daher die Frage: Wie können wir die beispielsweise in einem kleinen Kastenschergerät ermittelten Verschiebungen auf die Verhältnisse in der Natur übertragen? Wie sieht, mit anderen Worten, das Modellgesetz dieses Falles aus? In der Literatur wird zwar gelegentlich — man vergleiche etwa die Arbeiten von Petermann [1], Leussink [2], Klugar [3] — über ebene Scherversuche an großformatigen Proben berichtet, doch handelt es sich dabei um Einzelversuche, bei denen die Probeabmessungen nicht variiert werden konnten.

Die Untersuchungen in Berlin beschränkten sich jedoch nicht auf die Variation der Probengröße. Obwohl zur Klärung des Scherverhaltens der Böden seit den ersten grundlegenden Untersuchungen von A. Casagrande [4] eine Fülle ausgezeichnete Arbeiten erschienen ist, wurde auch die Abhängigkeit des Scherverhaltens von der Lagerungsdichte bei Versuchsbeginn und von der Auflast nicht in das Versuchsprogramm aufgenommen, da die älteren Untersuchungen sich in der Regel auf kleinformatige Proben und nicht immer vergleichbare Bodenarten bezogen. Gerade um mit älteren Ergebnissen vergleichen zu können, erschien es wünschenswert, auch diese Punkte hier wieder aufzugreifen. Das Ziel war, über einen bestimmten Sand vollständige Versuchsunterlagen zu gewinnen.

Versuchsaufbau

Das für die Untersuchungen erforderliche Gerät wurde von Herrn Dipl.-Ing. H. Hammer (München) entwickelt. Es arbeitet nach dem Prinzip des Schergerätes von Casagrande und gestattet, Bodenproben mit Abmessungen zwischen $20 \cdot 20$ und $40 \cdot 50$ cm² Grundfläche und bis zu 15 cm Höhe abzuscheren. Abb. 1 zeigt schematisch den Aufbau des Gerätes. Die vertikale Auflast G_N ist zeitlich konstant, während die Scherkraft durch einen Wasserbehälter B erzeugt wird, in den das Wasser mit unveränderlicher Geschwindigkeit einläuft. Das wird durch einen Hochbehälter mit konstanter Spiegelhöhe erreicht. Der Wasserzulauf WZ wird mit Hilfe eines Durchflußmessers eingestellt und überwacht, dessen Zuverlässigkeit durch Eichuntersuchungen in unserem Institut geprüft wurde. Der Scherweg wird in Abhängigkeit von der Laufzeit des Wassers auf 0,01 mm genau (M) gemessen. Das Raumgewicht der Probe bei Versuchsbeginn ergibt sich aus der Probenhöhe und dem Gewicht des eingefüllten Sandes. Die Probenhöhe wird nach dem Einstellen einer Scherfuge von etwa 5 mm gemessen. Abb. 2 zeigt den Scherkasten

V Versuchsergebnisse

Sämtliche Versuche wurden an einem Berliner Sand ausgeführt, dessen Zusammensetzung aus der Sieblinie in Abb. 3 hervorgeht. An der Auswertung der Versuche waren die Herren Dipl.-Ing. P. Müller und Dipl.-Ing. L. Naujoks beteiligt, deren Versuchsbericht dem Verfasser bei der abschließenden Behandlung des Forschungsauftrages zugrunde lag. Insgesamt wurden folgende Ergebnisse erzielt:

1. Reproduzierbarkeit des Scherversuchs

Der mittlere wahrscheinliche Fehler, den man bei der Durchführung nur eines Versuches begeht, wurde an einer

probe mit den Abmessungen 40/40/12 cm³ und dichter Lagerung ermittelt. Dazu wurden 10 gleichartige Versuche angestellt, deren Scherwegdiagramme aus Abb. 4 zu entnehmen sind. Die stark ausgezogene Linie ist eine Interpolation der 10 Funktionen durch eine geeignete Wachs-

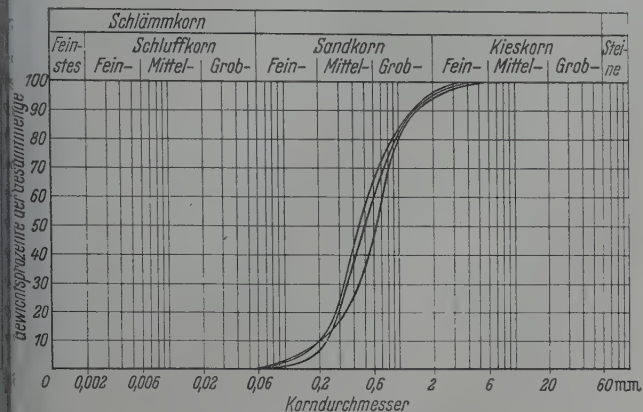


Abb. 3. Sieblinie des Versuchssandes.

sfunktion, die man nach der Methode des Fehlerausgleichs in der halblogarithmischen Darstellung gewinnen kann (vgl. dazu Absatz 2). Als Ergebnis erhielten wir:

- a) für die Scherspannung im Bruchzustand
bei 10 Versuchen einen mittleren Fehler von 1,4 %/
bei 1 Versuch einen wahrscheinlichen Fehler von 6,4 %/;
- b) für den Scherweg im Bruchzustand
bei 10 Versuchen einen mittleren Fehler von 2,3 %/
bei 1 Versuch einen wahrscheinlichen Fehler von 10,9 %/.

Es ist nicht erstaunlich, daß der Scherweg wesentlich ungenauer zu erhalten ist als die Spannung, da er bei der Schnelligkeit, mit der der Bruchzustand einsetzt, mehr von der subjektiven Beurteilung durch den Beobachter abhängt.

Im allgemeinen wird man also die Anzahl der erforderlichen Versuche danach bemessen müssen, in welchem Maße das Scherverhalten der Probe von dem zu untersuchenden Einfluß abhängt. Bei dem verwendeten Gerät stieß das allerdings insofern auf praktische Schwierigkeiten, als man für die Vorbereitung und Durchführung eines Versuches mit vier bis fünf Arbeitsstunden zu rechnen hatte. Insofern wurde auch hier jede Parameter-Kombination höchstens zweimal untersucht, so daß die nachfolgend angegebenen Resultate mit den genannten wahrscheinlichen Fehlern behaftet sein können.

2. Ermittlung der Scherwegfunktion

2.1 Allgemeiner Ansatz. Den Versuchen lag der Gedanke zugrunde, daß sich die Scherwegfunktion $s(\tau)$ durch ein geeignetes Wachstumsgesetz beschreiben lassen müßte: je mehr man die Scherspannung τ steigert, desto größer wird die mittlere Verformungsgeschwindigkeit $\dot{s}$ (der Mittelwert zwischen dem Zeitpunkt der Lasterhöhung und der Verfestigung). Wenn man den Vorgang der Verfestigung innerhalb einer Laststufe vernachlässigt und nur den schließlich erreichten Zuwachs von s untersucht, ergeben sich als einfachste Ansätze für die stationäre Scherwegfunktion die beiden folgenden:

- a) Bei einer Scherspannungssteigerung $d\tau$ ändert sich der Scherweg um ds nach Maßgabe der vorhandenen

Scherspannung τ (τ_b — der Bruchspannungswert ist das während des Versuches erreichte Maximum der Scherspannung):

$$ds = \text{const} \frac{d\tau}{\tau_b - \tau},$$

oder

$$\tau - \tau_b \left(1 - e^{-\frac{s}{\text{const}}} \right).$$

- b) Der Scherweg ändert sich nach Maßgabe der bereits erfolgten Verformung:

$$ds = \text{const} \cdot s \cdot d\tau,$$

oder

$$\tau - \tau_b = \text{const} \cdot \ln \left(\frac{s}{s_b} \right),$$

wo $s_b = s(\tau_b)$ ist.

Versuche, den Ansatz a zu verwenden, schlugen fehl, während sich der Ansatz b ausgezeichnet bewährte. Als Beispiel sei nochmals auf Abb. 4 verwiesen, wo die Ergebnisse nach diesem Ansatz interpoliert wurden. Man muß allerdings dabei den Bereich kleinster Scherwege ausklammern, da Ansatz b der Forderung $s(0) = 0$ nicht gerecht wird.

Auffällig ist zunächst auch, daß b scheinbar eine freie Konstante s_b mehr enthält als a. Das liegt jedoch nur daran, daß gemäß a der Bruch erst nach einer unendlich großen Verformung erreicht wird, während b auch für den Bruchfall einen endlichen Wert von s — eben s_b — liefert. Das steht in Übereinstimmung mit der Erfahrung, so daß man zusammenfassend sagen kann, daß der Ansatz b formal die Verhältnisse mit Ausnahme des Punktes $s = 0$ richtig wiedergibt.

Zur genaueren Festlegung der Scherwegfunktion ist jetzt die Frage zu beantworten: wie hängen der Bruchpunkt

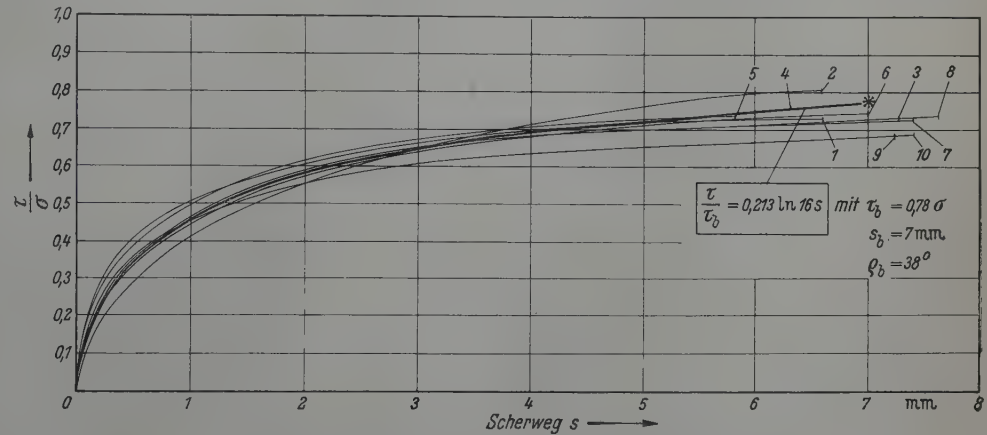


Abb. 4. Reproduzierbarkeit des Scherversuches.
(Probengröße 40 · 40 · 12 cm³; $\sigma = 2,60$ kg/cm²; dichte Lagerung.)

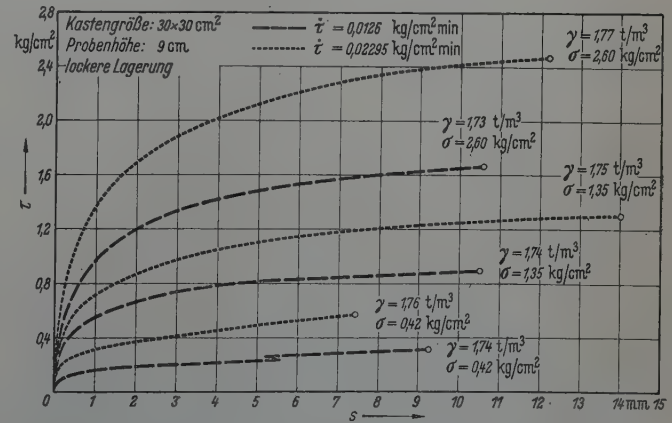


Abb. 5. Gegenüberstellung von Versuchen mit verschiedener Schubbelastungs-Geschwindigkeit.

(τ_b ; s_b) einerseits und die freie Konstante andererseits von den Versuchsbedingungen ab? Zunächst wurde angenommen, daß alle geometrischen Verhältnisse unberücksichtigt

bleiben dürften. Weiter ist der untersuchte Sand stets derselbe; er ist auch immer trocken. Somit bleiben als veränderliche Größen die Belastungsgeschwindigkeit, der Spannungszustand und die Lagerungsdichte oder auch die Porenziffer bei Versuchsbeginn zu untersuchen.

2.2 Belastungsgeschwindigkeit. Es ist bekannt, daß eine zunehmende Belastungsgeschwindigkeit $\frac{d\tau}{dt}$ die plastischen Formänderungen — und eine solche ist der Scherweg ja im wesentlichen — vermindert. Abb. 5 stellt als Beispiel einen der Versuche dar, die mit zwei verschiedenen Belastungsgeschwindigkeiten ausgeführt wurden. Eine systematische Variation liegt jedoch noch nicht vor. Alle weiteren Versuche wurden mit $0,0126 \text{ kg/cm}^2 \cdot \text{min}$ ausgeführt.

2.3 Abhängigkeit des Bruchpunktes vom Spannungszustand. Der Spannungszustand des Scherversuches wird durch zwei auf die Scherfläche der Probe bezogene Kräfte

und Bruchpunkt vollzieht sich daher im Boden eine relative Drehung des Deformationstensors gegen den Spannungstensor von der maximalen Größe ϱ . Insofern kann man die eingeprägte Scherspannung weder mit der Hauptschubspannung $\max \tau$ noch mit der Schubspannung in einer Ebene identifizieren, die der späteren Gleitfläche entspricht. Abb. 6 zeigt die Wanderung des Spannungspunktes auf dem Spannungskreis im Verlaufe der elastischen Phase des Bodens.

1. $\tau \rightarrow 0$; $\tau = \tau_{\max}$; $2\varphi = \frac{\pi}{2}$,
2. $\tau < \tau_b$; $\frac{\pi}{2} < 2\varphi < \frac{\pi}{2} + \varrho$,
3. $\tau = \tau_b$; $2\varphi = \frac{\pi}{2} + \varrho$.

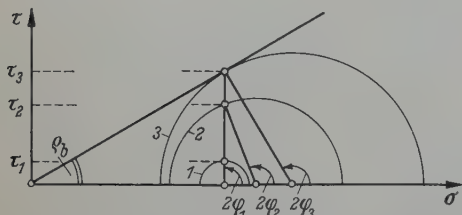


Abb. 6. Änderung der Hauptspannungsrichtung φ während eines Scherversuches (schematisch).

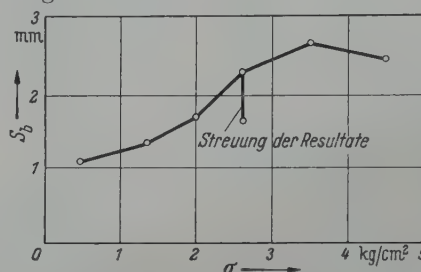


Abb. 7. Einfluß der Normalspannung σ auf den Bruchschervweg s_b (Probenquerschnitt $20 \cdot 20 \text{ cm}^2$; dichte Lagerung.)

charakterisiert: die vertikale Auflast und die seitlich angreifende Scherkraft. Der genaue Spannungszustand im Probeninnern ist unbekannt. Man prägt durch die Eigenart der Versuchsanordnung der Probe eine Hauptschubverformungsrichtung auf. Würden die Hauptrichtungen der Verformung mit denen der Spannungen übereinfließen (Koaxialität der beiden Tensoren), dann könnte man fol-

Abb. 9. Einfluß des Raumgewichts γ bei Versuchsbeginn auf den Bruchschervweg beim Scherversuch an einem trockenen Mittelsand. Probengröße: $40 \cdot 40 \text{ cm}$; Auflast $\sigma = 2,6 \text{ kg/cm}^2$.

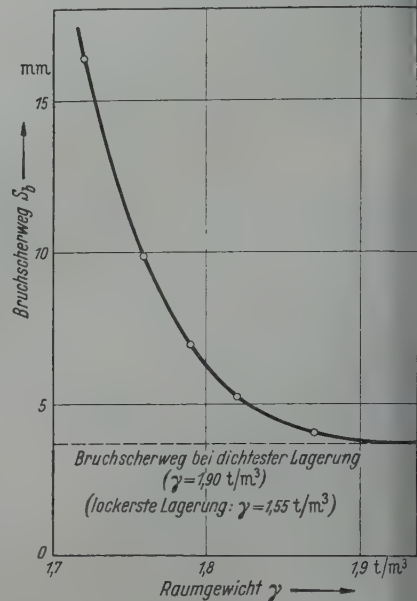


Abb. 9.

Unter τ und σ sollen daher hier grundsätzlich äußere Spannungen verstanden werden, die nur im Bruchzustand mit einem inneren Spannungszustand identifizierbar sind.

Der Bruchzustand selbst wird bei Sand gewöhnlich durch die Mohr-Coulombsche Bruchbedingung $\tau_b/\sigma = \text{tg } \varrho$ beschrieben. Bei den hier vorgenommenen Untersuchungen zeigte sich bei größeren Normalspannungen eine leichte Abweichung von dieser Linearität, die sich in der Form

$$\tau_b = \sigma^p \text{tg } \varrho$$

ausdrücken läßt, wobei p den Wert 0,87 hatte. Auch der Bruchschervweg s_b ist eine Funktion der Normalspannung σ wie man aus Abb. 7 erkennen kann.

2.4 Abhängigkeit des Bruchpunktes von der Lagerungsdichte. Der Scheitelwert der Scherspannung und der zugehörige Scherweg — das ist seit den Untersuchungen A. Casagrandes [4] und vieler anderer bekannt — von der Lagerungsdichte oder der Porenziffer bei Versuchsbeginn abhängig. Während sich die Bruchscherspannung mit abnehmender Dichte verringert, nimmt der Scherweg zu. Abb. 8 und 9 zeigen diese Gesetzmäßigkeit an zwei Versuchsreihen. Danach scheint die Bruchscherspannung etwa linear mit dem Raumgewicht zuzunehmen. Während Petermann [1] seinerzeit eine quadratische Abhängigkeit feststellte, kommt Stein [6] bei seinen Scherversuchen zu demselben Ergebnis wie der Verfasser. Es ist im übrigen auch nicht auszuschließen, daß hierbei beispielsweise die Kornform eine gewisse Rolle spielt, so daß in Einzelfällen die Bruchfestigkeit eines Sandes stärker als linear anwächst, weil die Verzahnung der Sandkörner ineinander sich vergleichsweise stärker auswirkt.

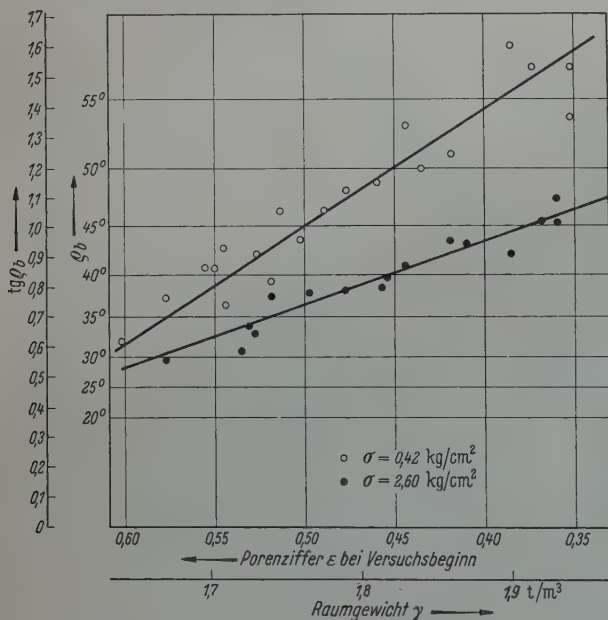


Abb. 8. Einfluß der Porenziffer ϵ bei Versuchsbeginn auf den Bruchschervweg s_b .

gern, daß die auf die Scherfläche bezogene Scherkraft eine Hauptschubspannung ist. Kürzlich hat jedoch de Jong [5] nachgewiesen, daß die Koaxialität im Bruchzustand jedenfalls nicht mehr besteht, soweit es sich um Materialien mit innerer Reibung handelt. Andererseits zeigt der Boden in unmittelbarer Nähe des Nullpunktes der Spannungen das Verhalten eines Hookeschen Materials, bei dem die Koaxialität gewährleistet ist. Zwischen Spannungsnullpunkt

Wie schon bemerkt, gestattete die Versuchsanordnung nicht, die Porenzifferänderungen während des Versuches messen. Dieser Punkt schien allerdings auch entbehrlich, sich in der Literatur genügend Angaben hierzu finden.

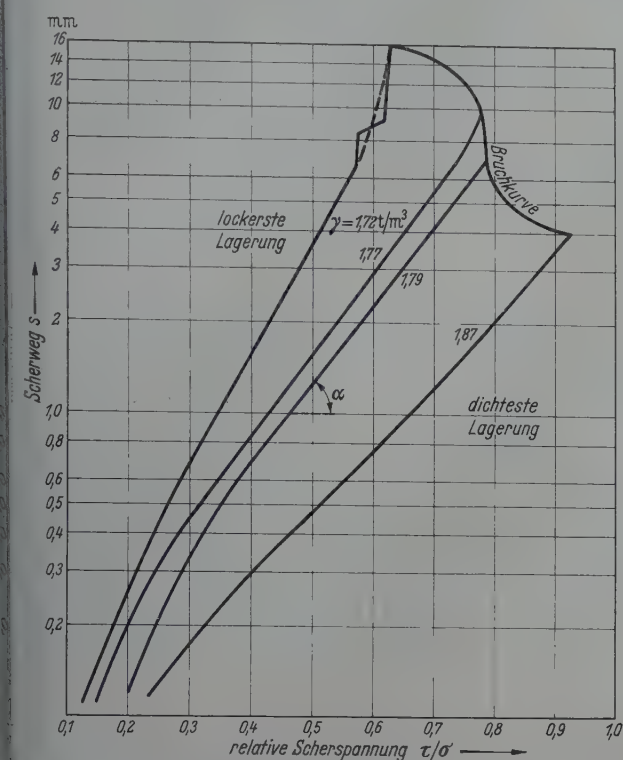


Abb. 10 a. Die Abhängigkeit des Scherverhaltens eines Mittelsandes vom Raumgewicht γ im Kastenscherversuch $40 \cdot 40 \text{ cm}^2$ bei $\sigma = 2,6 \text{ kg/cm}^2$.

stieg α der Geraden $\gamma = \text{const.}$ im Mittelbereich $s > 1 \text{ mm}$:

$$\text{tg } \alpha = \frac{5 \cdot \log s_1}{\tau_1 - \tau_0} \sigma, \text{ wo } \tau_0 = \tau(1).$$

γ	1,72	1,77	1,79	1,87
tg α	1,80	1,35	1,28	1,11

kürzlich hat Klugar [3] in dieser Zeitschrift Versuche an einem ebenfalls großformatigen Schergerät mitgeteilt, die sich speziell mit diesem Punkt befassen. Leider hat er offenbar die Parameter nicht systematisch variiert, was die Beurteilung seiner Ergebnisse erschwert. Es zeigte sich aber in seinen großformatigen Versuchen derselbe Effekt, der in den englischen Forschern wie Newland u. Allely [7] und Roscoe [8] in Dreiaxialversuchen an kleinformatigen Sandproben ausführlich untersucht worden ist: die Überlagerung zweier Volumänderungsvorgänge während des

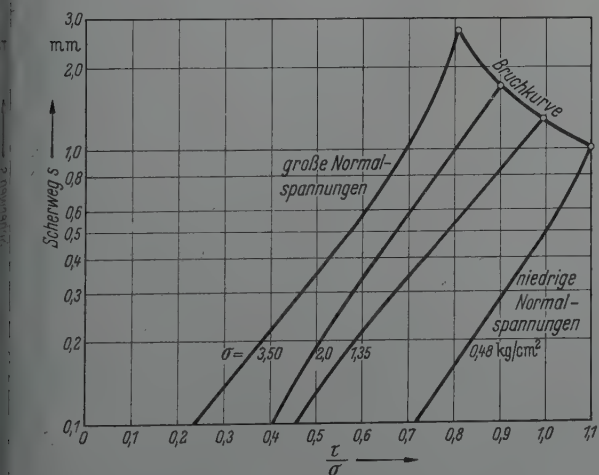


Abb. 11 a. Abhängigkeit des Scherverhaltens von der Normalspannung σ ; Kastengröße $20 \cdot 20 \text{ cm}^2$; dicht gelagert.

Scherens, nämlich einer Verdichtung infolge der Normalspannung mit dem Schwergewicht am Versuchsbeginn und einer Auflockerung infolge der Scherspannung, die ihr Maximum mit dem Abgleiten der Probe erreicht. Die Art der Versuchsanordnung bei Klugar erlaubt nur die qualitative Verfolgung dieser Erscheinung. Es zeigt sich jedoch, daß sich großformatige Proben in dieser Beziehung nicht anders verhalten als die üblichen kleinformatigen.

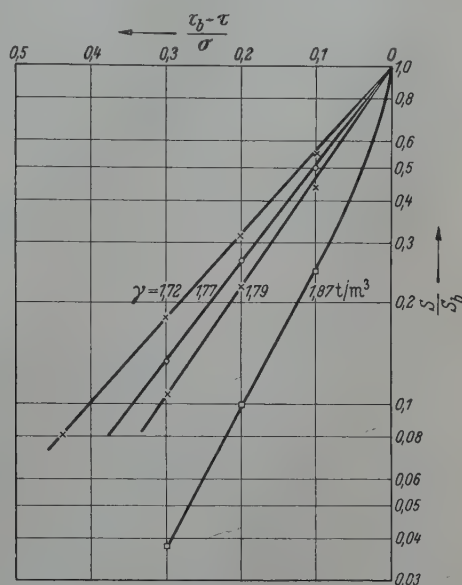


Abb. 10 b. Die Scherwegfunktion bei variablem γ nach Elimination des Bruchpunktes $\{\tau_b; s_b\}$

$$\frac{\tau_b - \tau}{\sigma} = -f(\gamma) \log \frac{s}{s_b}.$$

2.5 Abhängigkeit der verbleibenden Konstanten der Scherwegfunktion von der Lagerungsdichte und der Normalspannung. Sobald, wie in den Absätzen 2.3 und 2.4 erörtert, die Abhängigkeit des Bruchpunktes von den Parametern bekannt ist, kann man ihn aus der Scherweg-

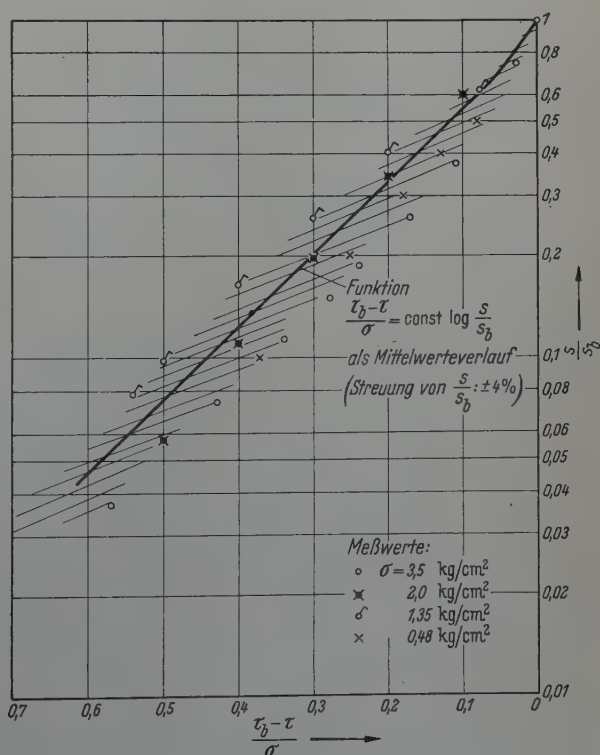


Abb. 11 b. Die Scherwegfunktion bei variablem σ nach Elimination des Bruchpunktes $\{\tau_b; s_b\}$.

funktion eliminieren, indem man als Koordinaten die dimensionslosen Größen $\frac{\tau_b - \tau}{\sigma}$ und $\frac{s}{s_b}$ aufträgt. Das Diagramm besteht dann aus einer einparametrischen Kurvenschar, deren Scharparameter die nicht diskutierte Konstante des Ansatzes ist. Sie soll mit f bezeichnet werden.

Abb. 10 a und 10 b zeigen die Abhängigkeit der Scherwegfunktion von der Ausgangsdichte vor und nach der Elimination des Bruchpunktes, Abb. 11 a und 11 b analog die Abhängigkeit von der Normalspannung. Die Abb. 10 b und 11 b lassen den Schluß zu, daß f eine Funktion der Ausgangsdichte ist, von der Normalspannung σ dagegen nicht in einem erkennbaren Maße abhängt. Abb. 12 zeigt daher schließlich $f(\gamma)$, wie es sich aus Abb. 10 b ergibt. Für die Interpolation von f zwischen zwei für den Sand

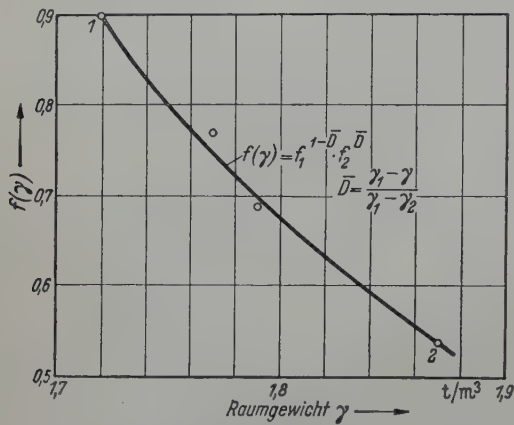


Abb. 12.

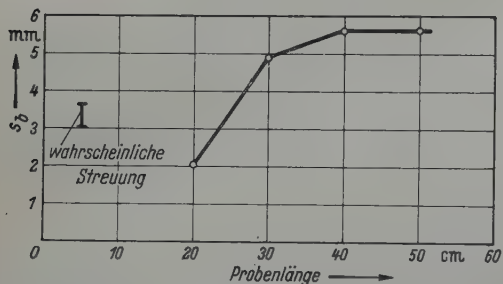


Abb. 13. Einfluß der Probenlänge auf den Bruchscherweg $\sigma = 2,6 \text{ kg/cm}^2$; $\gamma > 1,84 \text{ t/m}^3$ (sehr dicht gelagert); $h = 9 \text{ cm}$.

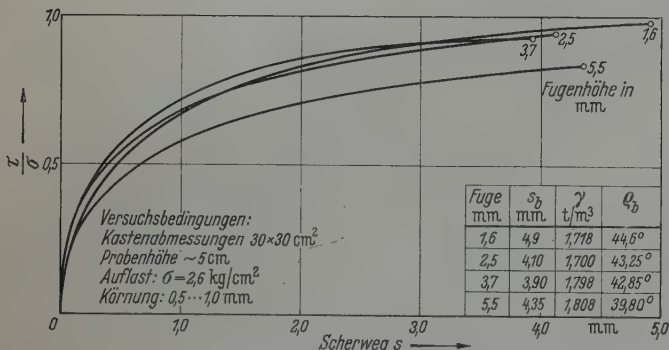


Abb. 14. Einfluß der Spalthöhe auf den Scherversuch (max. Korndurchmesser: 1 mm).

ermittelten Werten $f_1 = f(\gamma_1)$ und $f_2 = f(\gamma_2)$ ergibt sich mit der Abkürzung

$$D = \frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma_1 - \gamma_2}$$

die Interpolationsformel

$$f = f_1^{1-D} \cdot f_2^D,$$

die in Abb. 12 eingetragen wurde. Entspricht speziell γ_1 der lockersten und γ_2 der dichtesten Lagerung, dann ent-

spricht die relative Dichte $\bar{D}$ der üblichen Lagerungsdichte. Die angegebene Interpolationsformel resultiert aus dem Ansatz $f = f_1 \cdot e^{-cD}$ und dürfte insofern auch unabhängig von der speziellen Sandart, die wir untersuchten, sinnvoll sein. Sie besagt, daß man aus zwei speziellen Versuchen durch exponentielle Interpolation den Verlauf jeder anderen Scherwegkurve ableiten kann, vorausgesetzt, daß man ihren Bruchpunkt kennt. Wir gewinnen also aus unserem Ansatz nach Einsetzen aller Ergebnisse die Scherwegfunktion in der Form

$$\frac{\tau_b - \tau}{\sigma} = f(\gamma_1)^{1-\bar{D}} \cdot f(\gamma_2)^{\bar{D}} \cdot \log \frac{s}{s_b}.$$

3. Untersuchungen zum Modellgesetz des Scherversuches

Wie einleitend bemerkt, bestand das eigentliche Versuchsziel darin, festzustellen, ob der Bruchscherweg bei wachsender Probenlänge ebenfalls monoton wächst. Die Fragestellung wurde dann verallgemeinert, und wir bemühten uns, durch Variation der Probenhöhe, Probenlänge und schließlich auch der Höhe des eingestellten Scherspalt es so etwas wie ein Modellgesetz zu finden. Leider ließ sich eine systematische Abhängigkeit nur in den seltensten Fällen feststellen. Das schließt nicht aus, daß eine solche vorhanden ist; sie geht aber meist in der Streuungen der Resultate unter, mit denen nach 1 bei Durchführung nur weniger Versuche gerechnet werden muß. Hier seien daher im folgenden nur die Punkte mitgeteilt, über die sich gegenwärtig bereits verläßlich etwas aussagen läßt.

So zeigt Abb. 13, daß der Einfluß der Probenlänge auf den Bruchscherweg sich offenbar nur bei sehr kleinen Abmessungen bemerkbar macht. Auf keinen Fall dürfte der Bruchscherweg eine lineare Funktion der Probenlänge sein, wie man bei einer einfachen geometrischen Betrachtung meinen könnte. Um auf die Ausgangsfrage nach den erforderlichen Verschiebungen zur vollen Aktivierung der Reibung zurückzukommen, läßt sie sich vorläufig dahingehend beantworten, daß unter sonst gleichen Bedingungen (insbesondere gleicher Lagerungsdichte) die erforderlichen Verschiebungen unter dem wirklichen Fundament in derselben Größenordnung liegen müssen wie die an größeren Proben gemessenen. Man beachte, daß diese Versuchsreihe an einem sehr dicht gelagerten Sand durchgeführt wurde. Je lockerer ein Sand liegt, desto mehr wird sich diese Kurve (vgl. Abb. 9!) nach oben verschieben. Insgesamt dürften indessen die bei Bergschäden auftretenden Zerrungen groß genug sein, um die Annahme einer voll aktivierten Sohlsreibung zu rechtfertigen. Es ist geplant, dieses Ergebnis an einem Fundamentmodell natürlichen Maßstabes noch einmal zu prüfen.

Abb. 14 zeigt eine Reihe von 4 Versuchen mit unterschiedlicher Scherspalthöhe. Dabei lassen sich die Versuche 15 und 13 und die Versuche 12 und 14 je untereinander vergleichen. Man sieht, daß die Kurven mit kleiner Spalthöhe sich untereinander fast decken, im Gegensatz zu den beiden anderen. Diese Versuche wurden mit einem ausgesiebten Sand von $0,5 \text{--} 1,0 \text{ mm}$ Korngröße durchgeführt. Man kann aus ihnen folgern, daß der Spalt möglichst klein eingestellt werden sollte, wie es bei den Standardscherversuchen auch geschieht. Die Frage, ob der Scherspalt auch eine untere Grenze hat, die etwa in einem festen Verhältnis zum Korndurchmesser steht, bleibt dabei offen.

Zusammenfassung

Es wird das Ergebnis von Untersuchungen vorgelegt, bei denen an einem Mittelsand als Anwendungsbeispiel in einem großformatigen Kastenschergerät die Abhängigkeit der Scherwegfunktion von den Parametern Lagerungsdichte bei Versuchsbeginn, Normalspannung und Belastungsgeschwindigkeit sowie den geometrischen Versuchsbedingungen bestimmt werden sollte. Dabei ergaben

h für die physikalischen Parameter des benutzten Sandes
re Funktionsbilder, während Versuche mit einer Vari-
on der apparativen Parameter im allgemeinen zu starke
eunungen aufwiesen, um Schlußfolgerungen ziehen zu
nnen. Lediglich die der ganzen Untersuchung zugrunde
gende Frage, ob die im Bergschadengebiet auftretenden
rschiebungen genügen, um den vollen Reibungswider-
nd unter den Fundamenten zu aktivieren, konnte positiv
antwortet werden.

Literatur

1. H. Petermann: Zusammenhang zwischen Scherverschiebung,
hte und Scherwiderstand bei nicht-bindigen Böden. Dtsch. Wasserw.
9, Nr. 10.
2. H. Leussink: Versuche über die Formänderung von große-
Bodenkörpern in ungestörter Lagerung bei Scherbeanspruchung.

Abhandlungen über Bodenmechanik und Grundbau, Berlin:
E. Schmidt-Verlag 1948, S. 72—80.

3. K. Klugar: Die Bestimmung des Winkels der inneren Rei-
bung von grobkörnigen Böden und Schüttungen bis 50 mm Korn-
durchmesser. Bauingenieur 34 (1959), S. 255—257.

4. A. Casagrande: Characteristics of cohesionless soils affecting
the stability of slopes and earth fills, J. Boston Society Civ. Engrs. 23
(1936), S. 13—32.

5. G. de Josselin de Jong: Statics and kinematics in the failible
zone of a granular material. Delft: Waltman Verlag 1959.

6. G. Stein: Untersuchung von Erdstoffen im Seitendruckgerät
mit automatischer Druckregelung. Bauplanung-Bautechnik 10 (1956),
S. 154—158.

7. P. L. Newland u. B. H. Allely: Volume changes in drained
triaxial tests on granular materials. Géotechnique VII (1957),
S. 17—34.

8. K. H. Roscoe, A. N. Schofield u. C. P. Wroth: On the
yielding of soils, Géotechnique VIII (1958), S. 22—53.

Die Berechnung der Deckschicht-Mächtigkeit aus einer dynamischen Baugrunduntersuchung bei tiefenproportionalem Schubmodul

Von Dr. W. Schumann, Berlin

624.131.32 : 550.834

Wenn ein elastischer Stoff zu mechanischen Schwin-
gen angeregt wird, dann durchsetzt die Wellenfront
welche die zu gleicher Zeit gleichphasigen Raumpunkte
einander verbindet — längs der orthogonalen Trajek-
ten das schwingende Medium. Das Fortschreiten einer zur
ellenfläche W_1 gehörigen Schwingungsphase vom Punkt
zu einem Punkte P_2 innerhalb der neuen Wellenfläche
vollzieht sich in der Zeit

$$t = \int_{t_1}^{t_2} dt = \int_{P_1}^{P_2} \frac{ds}{v} \quad (1)$$

der von den Raumkoordinaten abhängigen Ausbrei-
tgeschwindigkeit $v = f(x, y, z)$.

Bekanntlich wird bei der seismischen und dynamischen
tersuchung des Untergrundes die Zeit $t_1, 2, 3 \dots$ er-
teilt, nach deren Verlauf mechanische Impulse in will-
lich gewählten Entfernungen $x_1, 2, 3 \dots$ von der Er-
ungsquelle an der Erdoberfläche eintreffen. Aus Zeit
d Entfernung wird die Geschwindigkeit v errechnet,
t der die Schwingungsphase sich fortpflanzte. Die Ge-
windigkeit der verschiedenen Komponenten des Wel-
feldes wird von den elastischen Eigenschaften des Bo-
s bestimmt, so daß über die Ermittlung von v aus t
d x (und bei der Voraussetzung gemessener oder be-
nter Dichte) eine Aussage über elastische Kennwerte
glich ist (siehe z. B. [1—4]).

Nur ein geringer Teil der kinetischen Energie schreitet
freie Oberflächenwelle fort; der weitaus größere Energie-
eil dringt in den Untergrund ein und gelangt nur dann
eder zutage, wenn eine Umlenkung der Stoßstrahlen
ttfindet¹. Die Änderung der ursprünglichen Ausbrei-
ungsrichtung kann durch Reflexion und Refraktion an
ologischen Schichtgrenzen geschehen, die durch einen
ontanen Wechsel der elastischen Eigenschaften gekenn-
chnet sind. Die für die Fortleitung der Schwingungen
ßgeblichen Parameter können sich aber auch kontinuier-
n mit der Tiefe ändern, wodurch an der Oberfläche das
d reflektierter oder refraktierter Wellen in gewissem
ade vorgetäuscht wird.

Die Erscheinungen einfacher und mehrfacher Re-
ktionen und Brechungen sind in Anlehnung an die Ge-
zmäßigkeiten, die in der Optik gelten, weitgehend
rehgearbeitet und liegen auch für komplizierte Bedin-
ngen (Mehrschichtenfälle, Schichtneigungen) als For-
n oder Nomogramme vor ([5] und Originalliteratur).
wisse Merkmale in den bei dynamischen Untersuchun-
n gewonnenen Schwingungsaufzeichnungen legen es je-

doch nahe, den Verlauf der Wellen oder ihrer Normalen
unter Maßgabe stetiger Änderung einer oder mehrerer
Faktoren als Funktion der Tiefe darzustellen und bei der
Berechnung der Struktur und der elastischen Werte des
Baugrundes zu berücksichtigen.

In der folgenden Untersuchung soll von den verein-
fachenden Voraussetzungen abgewichen werden, um den
Einfluß von Gegebenheiten, die den wirklichen Verhält-
nissen näherkommen, zu ermitteln. Schon früher ist die
Ursache der „gekrümmten Laufzeitkurve“ mit einem
tiefenabhängigen Elastizitätsmodul in Verbindung gebracht
worden [6].

Gewöhnlich werden Zeit und Entfernung in einem
als *Laufzeitkurve* bezeichneten Diagramm so dargestellt,
daß t (Laufzeit eines Impulses oder einer Phase) auf der
Ordinate und x (Entfernung Schwingungsquelle—Emp-

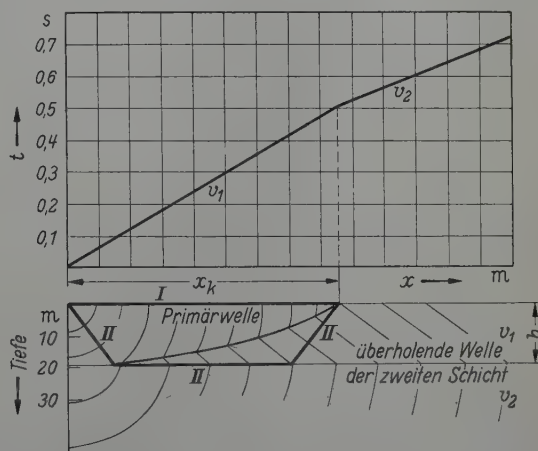


Abb. 1. Wellenverlauf in zwei Schichten und Laufzeitkurve mit
Knickpunkt im Falle geradliniger Stoßstrahlen.

fangsort) auf der Abszisse abgetragen werden. Der un-
geschichtete, homogene und isotrope Untergrund mit
der Geschwindigkeit v im gesamten Komplex und *gerad-
linigen Stoßstrahlen* liefert im Normalfall eine stetige
Laufzeitgerade ohne Knickpunkt. Eine wichtige Grund-
lage für Schlußfolgerungen über die Schichtung eines
Baugrundes ist die „Knickpunktentfernung“ x_k , in der sich
die Geschwindigkeitsgerade der an der Tagesoberfläche ge-
laufenen Welle und die Geschwindigkeitsgerade der an
der ersten bedeutenden Schichtgrenze refraktierten Welle
unter stumpfem Winkel treffen. Aus dem Zweischichten-
fall ergibt sich eine gebrochene Laufzeitkurve, wie es
Abb. 1 veranschaulicht. Im einzelnen folgt bei horizontaler
Lagerung mit der Geschwindigkeit v_1 in der gesamten
homogenen und isotropen Deckschicht der Mächtigkeit h ,
mit der Geschwindigkeit v_2 im Liegenden und *geradlinigen*

¹ Die Krümmung der Erdoberfläche ist für das vorliegende Pro-
blem bedeutungslos.

Stoßstrahlen für die Laufzeit der freien Oberflächenwelle

$$t_I = x_k / v_1,$$

und für die Laufzeit einer eingestrahnten und an der Schichtgrenze in der Tiefe h geführten Welle

$$t_{II} = \frac{2h}{v_1 \cos i} (1 - \sin^2 i) + \frac{x_k}{v_2} = \frac{2h}{v_2} \sqrt{\frac{v_2^2}{v_1^2} - 1} + \frac{x_k}{v_2},$$

da gemäß dem Fermatschen Prinzip für den der Minimalaufzeit zugeordneten Winkel i

$$\sin i = v_1 / v_2$$

gilt. Mit dem Kriterium der Knickpunktentfernung, nämlich Gleichheit von t_I und t_{II} , resultiert der bekannte Ausdruck

$$\left| x_k = 2h \sqrt{\frac{v_2 + v_1}{v_2 - v_1}}, \quad h = \frac{x_k}{2} \sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}} \right| \quad (2)$$

Für den horizontalen Zweischichtenfall, bei dem der Schub- bzw. Elastizitätsmodul in der homogenen, aber anisotropen Deckschicht der Mächtigkeit h stetig linear anwächst, betrage die Oberflächen-Grenzgeschwindigkeit der

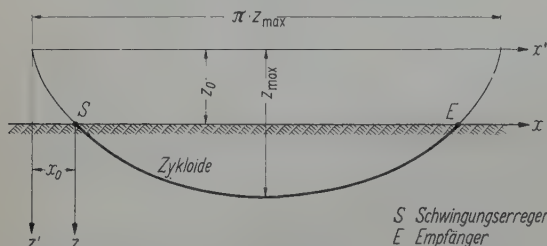


Abb. 2. Gekrümmter Stoßstrahl infolge tiefenproportionalen Moduls im ungeschichteten Untergrund.

Bodenwelle v_1 , die Grenzgeschwindigkeit im ersten Refraktions-Leithorizont (= Schichtgrenze) v_2 . Dann verlaufen die Stoßstrahlen gekrümmt. Mit dem in der Regel nur bei geringer Kohäsion des Bodens zulässigen Ansatz²

$$\left. \begin{aligned} G_z &= G_0 (1 + \gamma z) \\ \text{oder } G_z &= G_0 z' / z_0, \\ \text{worin } z_0 &= 1/\gamma \text{ und } z' = z + z_0, \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

ergibt sich die Geschwindigkeit der Transversalwellen mit

$$\left. \begin{aligned} v_0 &= \sqrt{G_0 / \rho_0} \\ \text{zu } v_z &= v_0 \sqrt{1 + \gamma z} \\ \text{oder } v_z &= v_0 \sqrt{z' / z_0}. \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

G_0 , v_0 und ρ_0 sind konstante Bezugsgrößen des Moduls, der Geschwindigkeit und der Dichte. Für die freie Ober-

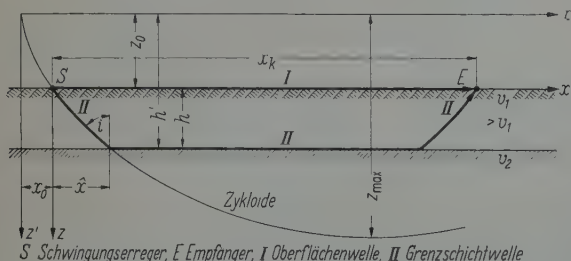


Abb. 3. Zweischichtenfall wie Abb. 1 mit gekrümmten Stoßstrahlen.

flächenwelle wird $G_0 = G_1$, $v_0 = v_1$, $\rho_0 = \rho_1$. Laufzeit und Kurvengestalt der gekrümmten Stoßstrahlen folgen gemäß (1) aus dem Variationsproblem

² Die Formelbezeichnungen sind den Abb. 2 und 3 zu entnehmen.

$$t = \int_{P_1}^{P_2} \frac{ds}{v} = \int_{P_1}^{P_2} \frac{1}{v_0} \sqrt{\frac{dz'}{dz}} \sqrt{1 + \left(\frac{dx'}{dz'}\right)^2} = \text{Min!} \quad (5)$$

Aus der Eulerschen Gleichung

$$\frac{\partial F}{\partial x'} - \frac{d}{dz'} \left(\frac{\partial F}{\partial \left(\frac{dx'}{dz'} \right)} \right) = - \frac{d}{dz'} \cdot \frac{\frac{dx'}{dz'}}{\sqrt{1 + \left(\frac{dx'}{dz'} \right)^2}} = 0$$

resultiert

$$\frac{dx'}{dz'} = \frac{\sqrt{z'}}{\sqrt{C - z'}} \quad (6)$$

und

$$x + B = C \arcsin \sqrt{\frac{z'}{C - z'}}, \quad (z' \leq C). \quad (7a)$$

B und C sind Integrationskonstante; während B kein physikalischer Inhalt von Belang zukommt, hat C die Bedeutung der Eindringtiefe $z_{\max}$. Durch die Substitutionen

$$\xi = \frac{2z'}{C}, \quad \zeta = \frac{2z'}{C}, \quad 1 - \zeta = \cos \eta$$

entsteht die Gleichung einer Zykloide:

$$\left. \begin{aligned} \xi &= \eta - \sin \eta, \\ \zeta &= 1 - \cos \eta, \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

die anzeigt, daß die Gesamtheit aller Stoßstrahlen eine zweiparametrische Zykloidschar bildet:

$$\left. \begin{aligned} x' &= x + x_0 = \frac{1}{2} z_{\max} (\eta - \sin \eta), \\ z' &= z + z_0 = \frac{1}{2} z_{\max} (1 - \cos \eta). \end{aligned} \right\} \quad (8a)$$

Hierin sind $1/z_0 \equiv \gamma$ der in (3) enthaltene Proportionalitätsfaktor der Tiefenzunahme des Schubmoduls, x_0 und $z_{\max}$ Scharparameter.

Für die Laufzeit einer Welle zwischen den Tiefen z_1 und z_2 längs einer solchen Zykloide gilt

$$t \Big|_{z_1}^{z_2} = 2 \frac{\sqrt{z_0 z_{\max}}}{v_0} \left(\arcsin \sqrt{\frac{z_2'}{z_{\max}}} - \arcsin \sqrt{\frac{z_1'}{z_{\max}}} \right), \quad (9)$$

und für die dadurch hervorgerufene Verschiebung in der x -Richtung:

$$\left. \begin{aligned} x' \Big|_{z_1}^{z_2} &= z_{\max} \left(\arcsin \sqrt{\frac{z_2'}{z_{\max}}} - \arcsin \sqrt{\frac{z_1'}{z_{\max}}} \right) \\ &\quad - \left(\sqrt{\frac{z_2'}{z_{\max}}} - \sqrt{\frac{z_1'}{z_{\max}}} \right). \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

Da die Laufzeiten der freien Oberflächenwelle

$$t_I = x_k / v_1$$

und der geführten Grenzschichtwelle

$$t_{II} = 2\hat{t} + \frac{x_k - 2\hat{x}}{v_2}$$

mit

$$\hat{t} = 2 \frac{z_0}{v_1} \cdot \frac{v_2}{v_1} \left(\arcsin \sqrt{\frac{h'}{z_0} \cdot \frac{v_1}{v_2}} - \arcsin \frac{v_1}{v_2} \right)$$

und

$$\begin{aligned} \hat{x} &= z_0 \frac{v_2}{v_1} \left[\arcsin \sqrt{\frac{h'}{z_0} \cdot \frac{v_1}{v_2}} - \arcsin \frac{v_1}{v_2} \right] + \\ &\quad + \sqrt{1 - \frac{v_1^2}{v_2^2}} - \sqrt{\frac{h'}{z_0}} \sqrt{1 - \frac{h'}{z_0} \cdot \frac{v_1^2}{v_2^2}} \end{aligned}$$

im Knickpunkt gleich sind (Abb. 3), folgt aus der Forderung $t_I = t_{II}$:

$$\left(\frac{1}{v_1} - \frac{1}{v_2}\right) = \frac{z_0}{v_1} \left[\frac{v_2}{v_1} \arcsin \frac{v_1}{v_2} \sqrt{\frac{h'}{z_0}} \sqrt{1 - \frac{v_1^2}{v_2^2}} - \sqrt{1 - \frac{h'}{z_0} \cdot \frac{v_1^2}{v_2^2}} + \sqrt{\frac{h'}{z_0}} \sqrt{1 - \frac{h'}{z_0} \cdot \frac{v_1^2}{v_2^2}} - \sqrt{1 - \frac{v_1^2}{v_2^2}} \right] \quad (11)$$

d mit den ungestrichenen Koordinaten

$$\left(\frac{1}{v_1} - \frac{1}{v_2}\right) = \frac{1}{\gamma v_1} \left[\frac{v_2}{v_1} \arcsin \frac{v_1}{v_2} \sqrt{\frac{1+\gamma h}{1-\frac{v_1^2}{v_2^2}}} - \sqrt{1 - \frac{v_1^2}{v_2^2} (1+\gamma h)} + \sqrt{1+\gamma h} \sqrt{1 - \frac{v_1^2}{v_2^2} (1+\gamma h)} - \sqrt{1 - \frac{v_1^2}{v_2^2}} \right] \quad (11a)$$

Für den Fall, daß

$$\gamma h < \min \left(1, \frac{v_2^2 - v_1^2}{v_1^2} \right),$$

läßt sich (11a) in eine Reihe nach Potenzen von γ entwickeln:

$$k = 2h \sqrt{\frac{v_2 + v_1}{v_2 - v_1}} \left[1 - \gamma \frac{h}{4} c + \gamma^2 \frac{h^2}{8} \left(c + \frac{1}{3} c^2 \right) - \dots \right], \quad (12)$$

worin $c = \frac{v_2^2}{v_2^2 - v_1^2}$.

Für $\gamma \rightarrow 0$ geht diese Relation in (2) über. Im allgemeinen kann auf die Glieder zweiten und höheren Grades verzichtet werden. Für $\gamma < 0,1$ ist es statthaft, die Mächtigkeit h zu errechnen aus

$$\frac{h}{2} = \frac{1 - \sqrt{1 - \gamma c \frac{x_k}{2} \sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}}}}{\gamma c} \quad (13)$$

Da in dieser Gleichung die zwei Unbekannten h und γ auftreten, ist es nötig, entweder h aus einer anderen Messung oder als Ergebnis einer Bohrung zu kennen, damit γ errechnet werden kann gemäß

$$\gamma = 4 \left(\frac{1}{ch} - \frac{1}{ch^2} \cdot \frac{x_k}{2} \sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}} \right) = 4 \frac{v_2^2 - v_1^2}{v_2^2} \left(\frac{1}{h} - \frac{1}{h^2} \cdot \frac{x_k}{2} \sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}} \right), \quad (14)$$

vorher dann der Verlauf des Moduls in der Deckschicht zu klären ist, oder aber γ als Ergebnis anderer Messungen zu kennen, um h richtig zu erhalten. Meist wird es so sein, daß h und auch die Grenzgesehwindigkeiten v_1 und v_2 aus Dispersionsmessungen entnommen werden können [3; 4], so daß die Anwendung der Relation (14) γ und mit die G_z -Verteilung liefert.

Abschließend seien die Methode und die in ihr enthaltenen Aussagemöglichkeiten über die elastische und strukturelle Beschaffenheit des Untergrundkomplexes nur einer von zahlreichen Messungen erläutert, die im Rahmen von Forschungsarbeiten auf dem Gebiet der dynamischen Baugrunduntersuchung vom Verfasser durchgeführt worden sind.

Aus der frequenzabhängigen Laufzeitmessung (Dispersion) der von einem Schwingungserreger spezieller Kon-

struktion erzeugten Grundwellenphase und ihrer ersten Oberwelle folgten die Werte:

- Grenzgesehwindigkeit v_1 der Oberflächenwelle: 140 m sec⁻¹,
- Grenzgesehwindigkeit v_2 der Zone, die innerhalb und unterhalb des nachgewiesenen elastischen Horizontes liegt: 421 m sec⁻¹,
- Tiefe h des ersten oder infolge eines Schichtwechsels besonders stark ausgeprägten Refraktionshorizontes: 22,1 m,
- zugehöriger Laufzeitkurven-Knickpunkt: 48,0 m.

Aus (14) ergibt sich mit diesen Werten für den Proportionalitätsfaktor des mit der Tiefe wachsenden Schubmoduls:

$$\gamma = 0,03712,$$

woraus die G_z -Verteilung eindeutig hervorgeht.

Wenn vorausgesetzt wird, daß keine viskoelastische³, sondern eine elastische bis quasielastische Reaktion des durchstrahlten Komplexes vorliegt, was bei der geringen Kohäsion der angetroffenen Sande zulässig ist, dann lassen sich mit den aus der Elastizitätstheorie folgenden Beziehungen

$$\left. \begin{aligned} G &= \rho v_{tr}^2 / 98,07 \text{ [kpcm}^{-2}] \\ \text{und } E &= \rho v_{tr}^2 (1 + \sigma) / 49,04 \text{ [kpcm}^{-2}] \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

die Schub- und Elastizitätsmodulwerte⁴ für die Tagesoberfläche leicht berechnen. Diese gelten für den wirklich ungestörten Boden; denn dieser wird im Gegensatz zu den bisher überwiegend angewandten Untersuchungsverfahren in unverändertem Zustand getestet.

Für die Oberfläche erhält man aus (15)

$$G_1 \approx 370 \text{ kpcm}^{-2}, \quad E_1 \approx 1000 \text{ kpcm}^{-2}.$$

Mit dem bekannten γ und dem Ansatz (3) wird unter Berücksichtigung einer Dichtezunahme mit wachsender Tiefe für die mittleren Modulbeträge errechnet:

Tiefe [m]	G_z/G_1	G_z [kpcm ⁻²]	E_z [kpcm ⁻²]
5	1,19	440	1200
7	26	470	1270
10	37	520	1400
12	45	550	1500
15	56	590	1600
17	63	620	1670
20	74	670	1800
22	82	690	1850
> 22	Schichtgrenze	3600	9700

In Abb. 4 sind sowohl der Modulverlauf als auch das Ergebnis einer nachträglich niedergebrachten Bohrung dargestellt. Die Tiefe eines Grobkieshorizontes unter Mittel- und Feinsandlagen wurde in befriedigender Übereinstimmung mit dem Resultat der dynamischen Messung bei 21,0 m erhohrt. Die Differenz beträgt mit 1,1 m etwa 5 %.

Es sei darauf hingewiesen, daß die Verwendung der Formel (2) — ohne Berücksichtigung des Modulgesetzes — eine Tiefe der Grobkieschicht von 17,0 m ergeben hätte. Diese nicht nur im vorliegenden Falle beobachtete starke Abweichung von der realen Tiefe und vom Ergebnis der Dispersionsmessung macht die Fragwürdigkeit dieser Beziehung deutlich. Die offensichtlich vollständigere Erfassung der Verhältnisse im Untergrund mit Hilfe der modulkorrigierten Relationen (12, 13, 14) wird durch mehrfache jüngste Erfahrungen bei derartigen Schwin-

³ Über die Berücksichtigung plastischer Eigenschaften vgl. [4].

⁴ In dem Bereich der hier angewandten Niederfrequenz (< 65 Hz) ist noch nicht die auf Relaxationserscheinungen zurückzuführende Abweichung $E_{dyn} > E_{stat}$ zu erwarten.

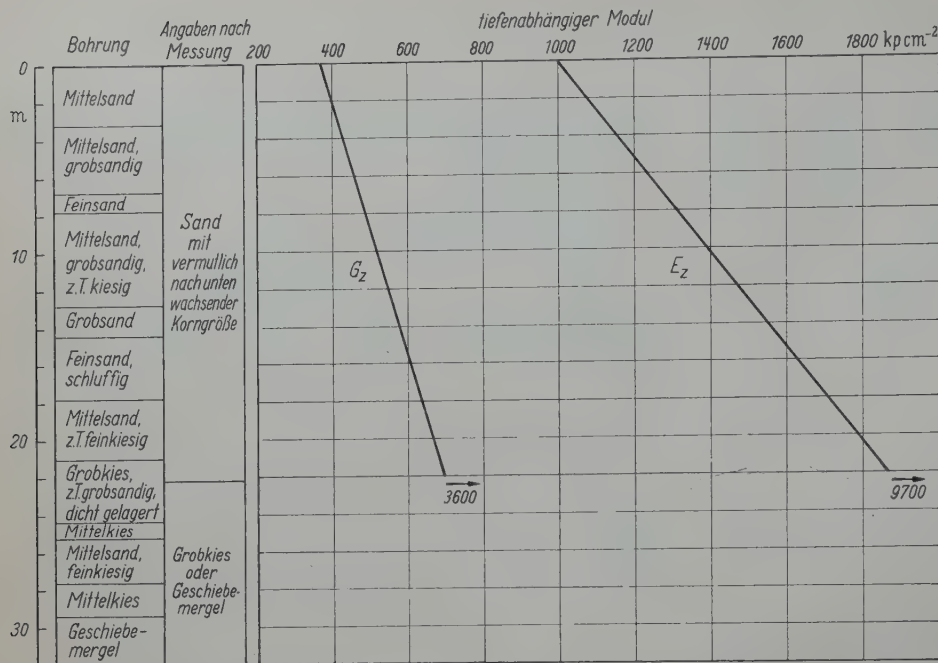


Abb. 4. Vergleich des Ergebnisses einer dynamischen Messung mit dem der Bohrung und die Abhängigkeit der Modulwerte von der Tiefe.

gungsmessungen und durch das vorgelegte Ergebnis erhärtet.

Zusammenfassung

Wenn aus der Phasengeschwindigkeit einer im Baugrund fortgeleiteten Schwingung Aussagen über strukturelle und elastische Eigenschaften des durchstrahlten Komplexes gemacht werden sollen, dann ergibt sich bei der Voraussetzung geradliniger Stoßstrahlen oft eine Abweichung von den realen Gegebenheiten. Gerade Wellennormalen können und dürfen nur dann der Berechnung zugrunde gelegt werden, wenn der Elastizitäts- bzw. Schubmodul und die Dichte innerhalb einer Schicht tiefenunabhängig sind oder sich so ändern, daß der Quotient Modul : Dichte = const. Aus der Deutung gewisser Welleninterferenzen, aus schon früher vorgenommenen Belastungsversuchen und ihrer theoretischen Erklärung folgt jedoch,

Interpretation der Laufzeitkurve wird dargelegt und an einem Meßbeispiel erörtert.

Literatur

1. R. Köhler, A. Ramspeck und G. A. Schulze: Veröff. d. Inst. d. DEGEBO, Hefte 4 u. 6, Berlin 1936 u. 1938.
2. H. Lorenz: Anwendungsgebiete der Dynamik im Grundbau. Grundbau-Taschenbuch I, S. 201, Berlin 1955.
3. W. Schumann: Grundbau-Geophysik. Veröff. d. Forsch.-Anst. f. Schiffahrt, Gewässer- u. Bodenkunde, H. 1, Berlin 1953.
4. W. Schumann: Über einige Ergebnisse dynamischer Messungen am und im Baugrund. Bauplanung-Bautechnik 11, (1957), H. 3 und 4.
5. H. Reich und R. v. Zwerger: Taschenbuch der angewandten Geophysik. Akad. Verlag Becker & Erler, Leipzig 1943.
6. A. Ramspeck: Der Einfluß eines mit der Tiefe veränderlichen Elastizitätsmoduls auf den Weg elastischer Wellen im Boden. Zeitschr. f. Geophys. 15, (1939), S. 148.

Zur Theorie im Boden eingespannter Systeme

Von Hugo Minnich, Hamburg

DK 624.131.5 : 624.15.07.04

Die Berechnung solcher Systeme beruht auf den Annahmen:

1. daß im Fußpunkt C des Systems die Endtangente der Biegelinie mit der unverformten Systemachse zusammenfällt,
2. daß der Fußpunkt C unverschieblich ist,
3. daß der untere Erdwiderstand als Einzelkraft im Fußpunkt C angesetzt wird,
4. daß der Erdwiderstand linear mit der Tiefe zunimmt, und
5. daß für Dalben die angesetzte räumliche Erdfigur nur für sandige Böden gilt.

Unvermeidliche Abweichungen dieser Annahmen von dem tatsächlichen Verhalten der Systeme sollte Grund genug sein, die rechnerisch ermittelten Werte nicht als statisch exaktes Ergebnis anzusehen und die rechnerische Genauigkeit in vernünftigen Grenzen zu halten.

Die obigen Annahmen haben den überzeugenden Vorteil, daß die Verformungen solcher Systeme unter Anwendung des Mohrschen Satzes in einfacherer Weise ermittelt werden können. Wieweit die Berechnung im Boden ein-

daß mit einer nur geringfügigen Zunahme der Dichte im allgemeinen ein ungleich stärkeres Anwachsen des Moduls verknüpft ist, so daß die Geschwindigkeit auch innerhalb einer homogenen Schicht tiefenabhängig wird und daher die Stoßstrahlen nicht geradlinig, sondern gekrümmt sind.

Die Gestalt des Laufzeitdiagramms und typische Werte wie z. B. die Knickpunktentfernung im Fall einer Schichtung werden dadurch verändert, was bei der Auswertung berücksichtigt werden muß.

Die Ergebnisse neuer dynamischer Untersuchungen geben die Grundlage zu der Annahme, daß der die Elastizität bestimmende Modul linear mit der Tiefe ansteigt, insbesondere bei künstlich verdichteten Böden (z. B. Dammschüttungen).

In der vorliegenden Arbeit wird der Verlauf der Wellenfront unter dieser Bedingung abgeleitet; die Auswirkung auf die

gespannter Systeme durch Einführung von Fourierschen Reihen (Erdwiderstand) sich vereinfachen läßt, will der Verfasser gelegentlich untersuchen.

Im Boden eingespannte Systeme haben die ausgezeichnete Charakteristik, daß einer gegebenen äußeren Belastung nur eine einzige Einspannlänge bzw. Rammtiefe t_0 zugeordnet ist. Damit ist auch die gesamte Systemlänge

$$H = t_0 + h$$

allein von der äußeren Belastung abhängig. Ein im Boden eingespanntes System ändert bei wechselnder Belastung fortlaufend seine Einspannlänge und somit auch seine gesamte Systemlänge. Dieses ist z. B. der Fall, wenn die Belastung mit Null beginnt.

Da die Einspannlänge aus einer Gleichung höheren Grades folgt, liegt eine nicht lineare Abhängigkeit zwischen der Belastung und Durchbiegung vor. Im allgemeinen nimmt die Durchbiegung langsamer als die Belastung zu (Abb. 1).

Im Boden eingespannte Systeme haben also grundsätzlich eine gekrümmte Arbeitsfläche und nicht, wie bisher angenommen, eine dreiecksförmige Arbeitsfläche. Der Inhalt der gekrümmten Arbeitsfläche ist

$$A = \alpha \cdot P \cdot \delta$$

und die der dreiecksförmigen Arbeitsfläche

$$A' = \frac{1}{2} \cdot P \cdot \delta.$$

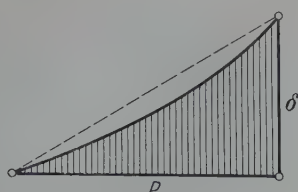


Abb. 1.

Diese Erkenntnis findet z. B. eine Nutzenanwendung in der Berechnung des Arbeitsvermögens von Dalben. Aus der Biegegleichung für Dalben

$$\delta = \frac{P}{3 \cdot E \cdot J} (h + 0,78 \cdot t_0)^3$$

ist ersichtlich, daß bei zunehmender Verhältniszahl

$$n = t_0/h$$

die Abweichung der gekrümmten Arbeitsfläche von der dreiecksförmigen Arbeitsfläche größer wird (Beispiel 1).

Diese Betrachtungen gelten auch für Systeme mit freier Auflagerung im Boden.

An einigen Zahlenbeispielen wird die hier beschriebene Gesetzmäßigkeit gezeigt.

Beispiel 1: Gegeben ist ein Dalben mit der Endkraft $\max P = 100 \text{ t}$.

Weiter ist

$$b = 2,0 \text{ m},$$

$$f_w = 6,0 \text{ t/m}^3,$$

$$E \cdot J = 100\,000 \text{ tm}^2.$$

ermittelt wurden die Arbeitsflächen für

1. $h_1 = 10,0 \text{ m}$ (Abb. 2a),

2. $h_2 = 5,0 \text{ m}$ (Abb. 2b),

3. $h_3 = 0$ (Abb. 2c).

In allen Fällen wurden die Durchbiegungen für die vier Laststufen

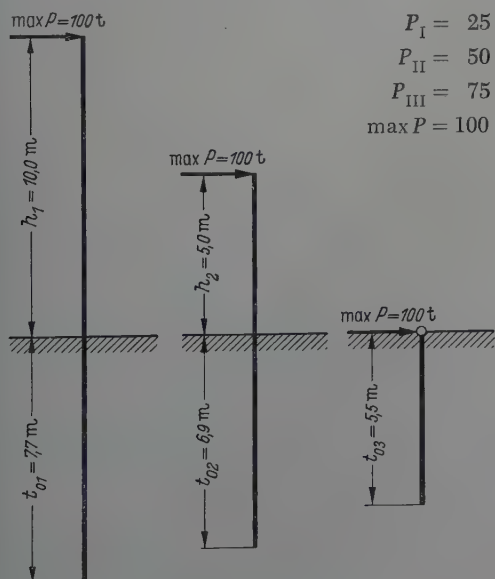


Abb. 2.

gerechnet unter Anwendung der Gleichungen

$$t_0^4 + 4 \cdot b \cdot t_0^3 - \frac{24}{f_w} \cdot P (h + t_0) = 0,$$

$$\delta = \frac{P}{3 \cdot E \cdot J} (h + 0,78 \cdot t_0)^3.$$

In der Tabelle sind die Ergebnisse zusammengestellt. Die zugehörigen Arbeitsflächen zeigt Abb. 3.

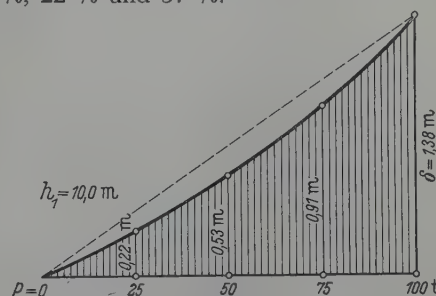
Tabelle.

	$h_1 = 10,0 \text{ m}$		$h_2 = 5,0 \text{ m}$		$h_3 = 0$	
	t_0 m	δ m	t_0 m	δ m	t_0 m	δ m
$P_I = 25 \text{ t}$	4,9	0,22	4,2	0,047	3,0	0,002
$P_{II} = 50 \text{ t}$	6,1	0,53	5,3	0,125	4,1	0,012
$P_{III} = 75 \text{ t}$	7,0	0,91	6,2	0,235	4,8	0,028
$\max P = 100 \text{ t}$	7,7	1,38	6,9	0,370	5,5	0,055
$A = \alpha \cdot P \cdot \delta$	59,0 tm		15,2 tm		1,75 tm	
$A' = \frac{1}{2} \cdot P \cdot \delta$	69,0 tm		18,5 tm		2,75 tm	
$\Delta A = A' - A$	10,0 tm		3,3 tm		1,00 tm	

Die Differenz der Arbeitswerte

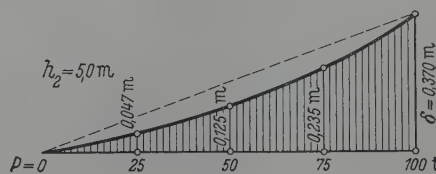
$$\Delta A = A' - A$$

zwischen dreiecksförmiger und gekrümmter Arbeitsfläche sind in diesem Beispiel beachtlich. Sie betragen bezogen auf die dreiecksförmige Arbeitsfläche der Reihe nach 13 %, 18 %, 37 %, und bezogen auf die gekrümmte Arbeitsfläche 15 %, 22 % und 57 %.



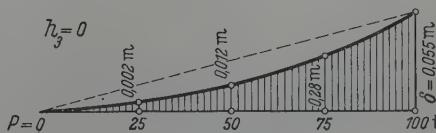
$$A_1 = 59,0 \text{ tm}$$

$$A'_1 = 69,0 \text{ tm} (= \text{Dreieck})$$



$$A_2 = 15,2 \text{ tm}$$

$$A'_2 = 18,5 \text{ tm} (= \text{Dreieck})$$



$$A_3 = 1,75 \text{ tm}$$

$$A'_3 = 2,75 \text{ tm} (= \text{Dreieck})$$

Abb. 3.

Beispiel 2: Angenommen wurde eine Spundwand mit der Endkraft

$$\max P = 100 \text{ t/m}$$

in Sohlenhöhe. Wegen $h = 0$ können geschlossene Gleichungen aufgestellt werden. Gesetzt wird einschließlich γ

$$\lambda_p = 6,0 \text{ (t/m}^3\text{)},$$

$$E \cdot J = 100\,000 \text{ tm}^2.$$

Dann folgt für die Rammtiefe

$$t_0 = \sqrt[3]{\frac{6 \cdot P}{\lambda_p}} = \sqrt[3]{P}.$$

Für $\max P = 100 \text{ t}$ ist $t_0 = 10,0 \text{ m}$.

Der Inhalt der (konkav) gekrümmten Arbeitsfläche ergibt sich dann zu

$$A = \int_0^{\max P} \left[\frac{1}{E \cdot J} \int_0^{t_0} \left(P \cdot x - \frac{\lambda}{6} \cdot x^3 \right) x \cdot dx \right] \cdot dP =$$

$$= \frac{4}{105 \cdot E \cdot J} \cdot \max P^3 \cdot \sqrt{\max P} = 3,82 \text{ tm}.$$

Die Durchbiegung für $\max P = 100 \text{ t}$ ist

$$\delta_0 = \frac{t_0^3}{3 \cdot E \cdot J} \left(\max P - \frac{\lambda}{10} \cdot t_0^2 \right) = 0,133 \text{ m},$$

und damit hat man für den Inhalt der dreiecksförmigen Arbeitsfläche

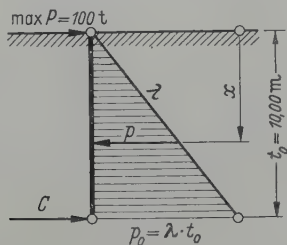


Abb. 4.

$$A' = \frac{1}{2} \cdot 100 \cdot 0,133 = 6,65 \text{ tm}.$$

Somit ist die Differenz der Arbeitsflächen

$$\Delta A = 6,65 - 3,82 = 2,83 \text{ tm}.$$

Der Unterschied beider Arbeitsflächen ist erheblich und beträgt bezogen auf die dreiecksförmige Arbeitsfläche 42 % und bezogen auf die gekrümmte Arbeitsfläche 74 %.

Ergänzend sei noch erwähnt, daß für im Boden eingespannte Systeme das Überlagerungsgesetz nicht gilt. Änderung der äußeren Belastung ändert gleichzeitig die Lage des größten Momentes. Es besteht keine Linearität zwischen äußerer Belastung, den Momenten, den Verformungen und der Einspannlänge. Eine Überlagerung ist auch bei schiefer Biegung (Abb. 5) nicht zulässig. Vielmehr ist grundsätzlich von der resultierenden Gesamtlast auszugehen unter notwendigem Verzicht auf ihre Zerlegung. Die mittragende Systembreite b ist parallel der Nulllinie zu nehmen.

Neigung der Nulllinie $\eta - \eta$ ist

$$\operatorname{tg} \psi = \operatorname{tg} \beta \frac{J_x}{J_y}.$$

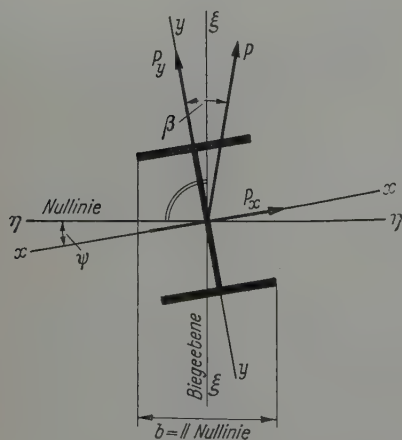


Abb. 5.

Bei Aufstellung der Arbeitsgleichung für im Boden eingespannte Systeme ist die negative Arbeit des Erdwiderstandes zu berücksichtigen. Man hat demnach

$$\alpha \sum (P \cdot \delta) - \alpha \int_0^{t_0} p \cdot y \cdot dx = \alpha \int_0^H \frac{M^2}{E \cdot J} \cdot ds.$$

Hierin ist

p = Erdwiderstand am Ort x ;
 y = Durchbiegung am Ort x
im Bereich der Einspannlänge t_0 .

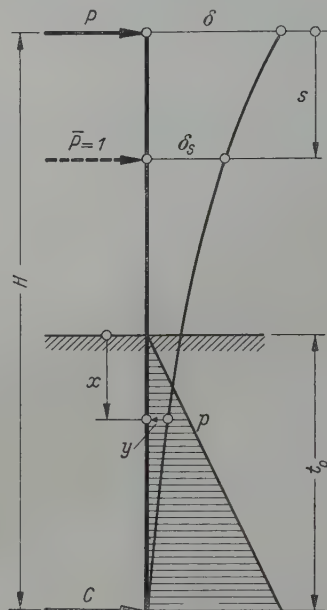


Abb. 6.

Die Verformungen von Spundwänden und Dalben werden im allgemeinen nach dem Mohrschen Verfahren berechnet. Bei der Anwendung des Prinzips der virtuellen Verschiebungen wird das System im Fußpunkt C starr eingespannt gedacht und dann als Kragträger aufgefaßt. Die tatsächlichen Auflagerbedingungen brauchen entsprechend den eingangs genannten Annahmen nicht genauer berücksichtigt zu werden. Das Prinzip der virtuellen Verschiebungen liefert dann mit der Hilfskraft $\bar{p} = 1$ (Abb. 6) für die Verschiebung δ_s die Gleichung

$$\bar{P} \cdot \delta_s = \int \frac{M \cdot M}{E \cdot J} \cdot ds.$$

Die Rammtiefe im Boden eingespannter Systeme wird für die ungünstigste Gebrauchslast ermittelt. Somit ist bezogen auf die Rammtiefe eine nur 1,0fache Standsicherheit des Systems gegeben, während die Spundwand oder der Dalben bezogen auf die Bruchspannung des Stahles eine rechnerisch weitaus größere Sicherheit hat. Die Größe dieser unterschiedlichen Sicherheiten wird durch nicht in Rechnung gesetzte erdstatische Einflüsse praktisch gemindert und eine über 1,0fache Standsicherheit erreicht. Diese Einflüsse sind qualitativ wirksam, werden aber rechnerisch nicht erfaßt. Daher bleibt die tatsächliche Standsicherheit bei Überschreitung der Gebrauchslast unbekannt.

In konsequenter Fortführung der üblichen Methode zur Berechnung im Boden eingespannter Systeme wäre jedoch rechnerisch z. B. ein Dalben bei Überschreitung der Gebrauchslast labil, weil dann die Summe der Momente um den Fußpunkt C nicht mehr gleich Null ist. Eine einfach verankerte Spundwand mit Einspannung im Boden würde bei fortschreitender Belastung über die Gebrauchslast hinaus allmählich ihre Einspannung verlieren und im Grenzfall in ein statisch bestimmtes System durch Ausbildung freier Auflagerung im Boden übergehen. Diese Zusammenhänge sollten bei der Entwicklung des Traglastverfahrens für Spundwände diskutiert werden.

Zur Schiefstellung einer starren Kreisplatte auf geschichteter Unterlage

Von Dipl.-Ing. Karl Fischer, Wien

DK 624.073.112.075.3 : 624.131.537

1. Einleitung

Die Ursache der Schiefstellung von Bauwerken liegt meistens in der ausmittigen Belastung der Fundamente. Solche Fälle treten unter anderem auf bei Türmen, Hochbauten, Silos und Mastfundamenten. Die Berechnung der zu erwartenden Schiefstellung bei einem geplanten Bauwerk hat daher eine praktische Bedeutung. Eine analytische Lösung dieses Problems ist durch die Anwendung der Theorie des elastisch-isotropen Halbraumes auf eine starre Kreisplatte möglich.

Wird eine Kreisplatte durch eine ausmittige Last Q belastet, so ist diese gleichwertig einer mittigen Last Q und einem Drehmoment $M = Q \cdot e$ mit der Exzentrizität e . Die mittige Last Q bewirkt eine Setzung, das Moment M eine Schiefstellung. Die Berechnung der Setzung ist bekannt, deshalb wird hier nur die Schiefstellung behandelt.

Die lotrechte Verschiebung eines Punktes im Halbraum durch eine Punktlast

Auf der Oberfläche eines elastisch-isotropen Halbraumes wirkt eine lotrechte Punktlast P wirkend (Abb. 1). Die lotrechte Verschiebung w_z des Punktes A im Halbraum durch die Punktlast P ist nach J. Boussinesq [1]

$$w_z = \frac{1}{2} (1 + \mu) \frac{1}{\pi} \cdot \frac{P}{r E} [2(1 - \mu) + \cos^2 \vartheta] \quad (1)$$

mit μ = Poissonzahl, E = Steifenzahl des Halbraumes. Die lotrechte Verschiebung w_0 des Punktes O in der Oberfläche

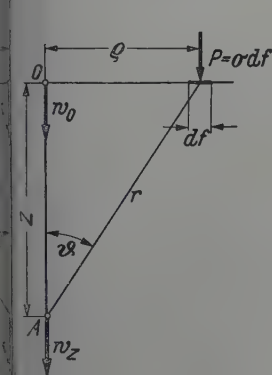


Abb. 1.

Lotrechte Verschiebungen im Halbraum durch eine Punktlast P .

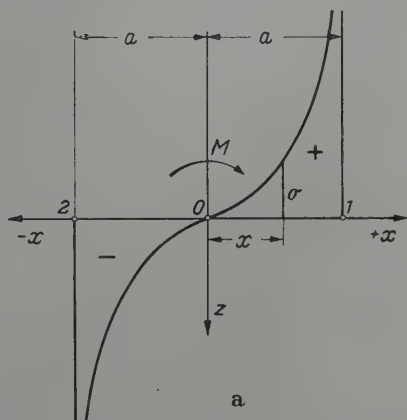
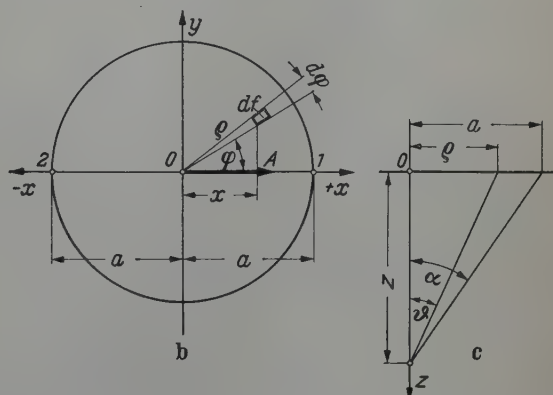


Abb. 2. Schiefstellung einer starren Kreisplatte durch ein mittleres Drehmoment M in der x -Richtung.



lich des Vorzeichens) im Punkte O die Biegelinien-Neigung

$$\nu \approx \tan \nu = \frac{1 - \mu^2}{\pi E} \int \frac{\sigma}{\rho^2} d\varphi \quad (7)$$

zur Folge.

3. Die Setzungsdifferenz durch eine Punktlast

Nach Abb. 1 sei die Differenz $s_z = w_0 - w_z$ als Setzungsdifferenz bezeichnet. Sie ist die lotrechte Verformung der Strecke $O-A$ und folgt aus (1) und (2) zu

$$s_z = (1 - \mu^2) \frac{P}{\pi E} \left[\frac{1}{\rho} - \frac{1}{r} - \frac{1}{2(1 - \mu)} \cdot \frac{\cos^2 \vartheta}{r} \right] \quad (8)$$

Eine Umformung mit

$$r = \sqrt{z^2 + \rho^2}, \quad \cos \vartheta = \frac{z}{r}$$

ergibt die algebraische Form von (8)

$$s_z = (1 - \mu^2) \frac{P}{\pi E} \left[\frac{1}{\rho} - \frac{1}{\sqrt{z^2 + \rho^2}} - \frac{1}{2(1 - \mu)} \cdot \frac{z^2}{\sqrt{(z^2 + \rho^2)^3}} \right] \quad (9)$$

Entsprechend wird

$$\frac{ds_z}{d\rho} = \frac{(1 - \mu^2) P}{\pi E} \cdot K', \quad (10)$$

wobei K' die Ableitung des in (9) auftretenden Klammer-

folgt aus (1) mit $\vartheta = \frac{\pi}{2}$, $r = \rho$

$$w_0 = (1 - \mu^2) \frac{1}{\pi} \cdot \frac{P}{\rho E} \quad (2)$$

Entsprechend hat man demnach für eine Elementarbelastung $P = \sigma df$ die Elementarverschiebung

$$dw_0 \approx \frac{1 - \mu^2}{\pi E} \cdot \frac{\sigma}{\rho} df, \quad (3)$$

so daß für eine Flächenbelastung σ nach Integration über alle df für die Verschiebung des Punktes O

$$w_0 \approx \frac{1 - \mu^2}{\pi E} \int \frac{\sigma}{\rho} df \quad (4)$$

hervorgeht.

Aus (2) folgt für den Neigungswinkel ν

$$\nu \approx \tan \nu = \frac{dw_0}{d\rho} = - \frac{1 - \mu^2}{\pi E} \cdot \frac{P}{\rho^2} \quad (5)$$

und entsprechend für eine Elementarbelastung $dP = \sigma df$

$$d\nu \approx d(\tan \nu) = - \frac{1 - \mu^2}{\pi E} \cdot \frac{\sigma}{\rho^2} df. \quad (6)$$

Für eine beliebige Flächenbelastung σ hat demnach (vorbehalten-

ausdrucks nach ρ bedeutet. Mit Weglassung des negativen Vorzeichens ist

$$K' = \frac{1}{\rho^2} - \frac{\rho}{\sqrt{(z^2 + \rho^2)^3}} - \frac{3}{2(1 - \mu)} \cdot \frac{z^2 \rho}{\sqrt{(z^2 + \rho^2)^5}} \quad (11)$$

4. Die Schiefstellung einer Kreisplatte durch ein Moment M

Eine starre Kreisplatte mit dem Halbmess a cm liege auf der Oberfläche eines Halbraumes in zugfester Verbindung mit dieser, so daß sowohl Setzungen als auch Hebungen auftreten können. Sie sei durch ein mittleres Drehmoment M in lotrechter Ebene beansprucht (Abb. 2 a). Die Verteilung der Sohldruckung ist nach O. K. Fröhlich [2, S. 4]

$$\sigma = \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{M}{a^3} \cdot \frac{x}{\sqrt{a^2 - \rho^2}} \quad (12)$$

Sie genügt der Bedingung einer im Bereich der Platte linear verformten Halbraumboberfläche. Ersetzen wir diese Spannungsverteilung durch ein System elementarer Lasten (Abb. 2 b) $dP = \sigma df = \sigma \rho d\rho d\varphi$, so hat man mit $x = \rho \cos \varphi$,

$$dP = \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{M}{a^3} \cdot \frac{\rho^2 \cos \varphi}{\sqrt{a^2 - \rho^2}} d\rho d\varphi. \quad (13)$$

Die in df angreifende Last dP ruft nun nach (10) folgenden Wert für die Ableitung der Setzung im Mittelpunkt 0 hervor:

$$d \left[\frac{ds_z}{d\varrho} \right]_0 = \frac{1-\mu^2}{\pi E} dP \cdot K',$$

was einer Richtungsableitung der Setzungsdifferenz von

$$d \left[\frac{ds_z}{dx} \right]_0 = d \left[\frac{ds_z}{d\varrho} \cdot \frac{d\varrho}{dx} \right]_0 = d \left[\frac{ds_z}{d\varrho} \cos \varphi \right]_0 = \frac{1-\mu^2}{\pi E} dP \cdot K' \cos \varphi \quad (14)$$

entspricht. Durch Summation über alle Elementarlasten hat man demnach

$$\begin{aligned} \left[\frac{ds_z}{dx} \right]_0 &= \frac{1-\mu^2}{\pi E} \int_{\varphi=0}^{2\pi} \int_{\varrho=0}^a dP \cdot K' \cos \varphi = \\ &= \frac{3(1-\mu^2)}{2\pi^2 E} \cdot \frac{M}{a^3} \int_{\varphi=0}^{2\pi} \cos^2 \varphi d\varphi \int_{\varrho=0}^a \frac{\varrho^2}{\sqrt{a^2-\varrho^2}} \cdot \\ &\cdot \left[\frac{1}{\varrho^2} - \frac{\varrho}{\sqrt{(z^2+\varrho^2)^3}} - \frac{3}{2(1-\mu)} \cdot \frac{z^2 \varrho}{\sqrt{(z^2+\varrho^2)^5}} \right] d\varrho = \\ &= \frac{3(1-\mu^2)}{2\pi E} \cdot \frac{M}{a^3} \cdot \\ &\cdot \int_{\varrho=0}^a \left[\frac{1}{\varrho^2} - \frac{\varrho}{\sqrt{(z^2+\varrho^2)^3}} - \frac{3}{2(1-\mu)} \cdot \frac{z^2 \varrho}{\sqrt{(z^2+\varrho^2)^5}} \right] \frac{\varrho^2 d\varrho}{\sqrt{a^2-\varrho^2}}. \end{aligned} \quad (15)$$

Die Teilintegrale des Ausdruckes in der Klammer sind

$$J_1 = \int_0^a \frac{d\varrho}{\sqrt{a^2-\varrho^2}} = \arcsin \frac{\varrho}{a} \Big|_0^a = \frac{\pi}{2}, \quad (16)$$

$$J_2 = \int_0^a \frac{\varrho^3 d\varrho}{\sqrt{(z^2+\varrho^2)^3 (a^2-\varrho^2)}}, \quad J_3 = \int_0^a \frac{z^2 \varrho^3 d\varrho}{\sqrt{(z^2+\varrho^2)^5 (a^2-\varrho^2)}}. \quad (17)$$

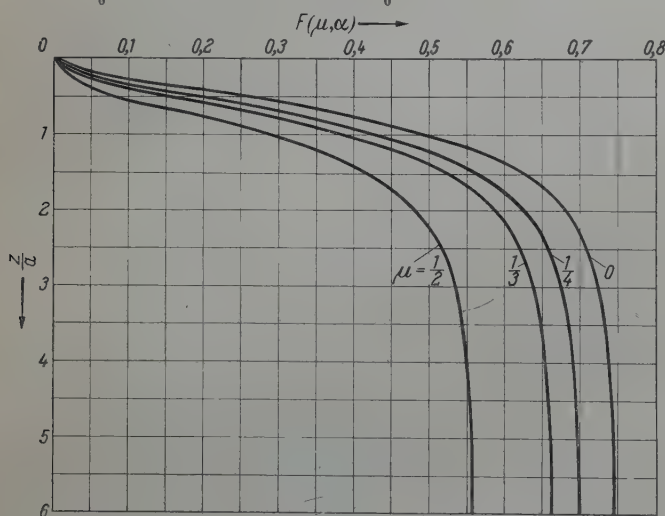


Abb. 3. Schaubild der Funktion $F(\mu, \alpha)$ für einzelne Werte von μ

Durch Umformung nach Abb. 2c, $\varrho = z \tan \vartheta$, $a = z \tan \alpha$ ergeben sich

$$\begin{aligned} J_2 &= \cot \alpha \int_{\vartheta=0}^{\vartheta=\alpha} \frac{\sin^3 \vartheta d\vartheta}{\cos^2 \vartheta \sqrt{1 - \cot^2 \alpha \tan^2 \vartheta}}, \\ J_3 &= \cot \alpha \int_{\vartheta=0}^{\vartheta=\alpha} \frac{\sin^3 \vartheta d\vartheta}{\sqrt{1 - \cot^2 \alpha \tan^2 \vartheta}}. \end{aligned} \quad (18)$$

Mit der Substitution $\mu = \cos \vartheta$, $c = \cos \alpha$ sind diese Integrale leicht zu lösen; es ergab sich

$$J_2 = \alpha - \sin \alpha \cos \alpha, \quad J_3 = \frac{2}{3} \sin^3 \alpha \cos \alpha. \quad (19)$$

Der gesamte Integralausdruck wird dann

$$J = \left(\frac{\pi}{2} - \alpha \right) + \sin \alpha \cos \alpha \left(1 - \frac{1}{1-\mu} \sin^2 \alpha \right) \quad (20)$$

so daß man schließlich erhält

$$\left[\frac{ds_z}{dx} \right]_0 = (1-\mu^2) \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{M}{a^3 E} \cdot \left[\left(\frac{\pi}{2} - \alpha \right) + \sin \alpha \cos \alpha \left(1 - \frac{1}{1-\mu} \sin^2 \alpha \right) \right]. \quad (21)$$

Grenzwerte:

$$a) \quad z = 0, \quad \alpha = \frac{\pi}{2}, \quad K = 0, \quad \left(\frac{ds_z}{dx} \right)_0 = 0,$$

$$b) \quad z = \infty, \quad \alpha = 0, \quad K = \frac{\pi}{2}, \quad \left(\frac{ds_z}{dx} \right)_0 = \operatorname{tg} \nu_0 = (1-\mu^2) \frac{3}{4} \cdot \frac{M}{a^3 E} \quad (21a)$$

gleichlautend mit O.K. Fröhlich [2, S. 6], Gl. (8) betreffend eine Kreisplatte auf homogener Unterlage.

Zur Darstellung wird die Gl. (21) in anderer Form geschrieben

$$\left(\frac{ds_z}{dx} \right)_0 = \frac{M}{a^3 E} \cdot F(\mu, \alpha), \quad \left. \begin{aligned} F(\mu, \alpha) &= (1-\mu^2) \frac{3}{2\pi} \cdot \left[\left(\frac{\pi}{2} - \alpha \right) + \sin \alpha \cos \alpha \left(1 - \frac{1}{1-\mu} \sin^2 \alpha \right) \right] \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

Sonderformeln von $F(\mu, \alpha)$:

$$a) \quad \mu = \frac{1}{2},$$

$$F\left(\frac{1}{2}, \alpha\right) = \frac{9}{8\pi} \left[\left(\frac{\pi}{2} - \alpha \right) + \sin \alpha \cos \alpha (1 - 2 \sin^2 \alpha) \right]; \quad (23a)$$

$$b) \quad \mu = \frac{1}{3},$$

$$F\left(\frac{1}{3}, \alpha\right) = \frac{4}{3\pi} \left[\left(\frac{\pi}{2} - \alpha \right) + \sin \alpha \cos \alpha \left(1 - \frac{3}{2} \sin^2 \alpha \right) \right]; \quad (23b)$$

$$c) \quad \mu = \frac{1}{4},$$

$$F\left(\frac{1}{4}, \alpha\right) = \frac{45}{32\pi} \left[\left(\frac{\pi}{2} - \alpha \right) + \sin \alpha \cos \alpha \left(1 - \frac{4}{3} \sin^2 \alpha \right) \right]; \quad (23c)$$

$$d) \quad \mu = 0,$$

$$F(0, \alpha) = \frac{3}{2\pi} \left[\left(\frac{\pi}{2} - \alpha \right) + \sin \alpha \cos^3 \alpha \right]. \quad (23d)$$

Eine Darstellung dieser Funktionen gibt die Tab. 1 und die Abb. 3. Obige Gleichungen gelten mit $M = Q \cdot e$ nur

Tabelle 1.

$\frac{z}{a}$	$F(\mu, \alpha)$			
	$\mu=1/2$	$\mu=1/3$	$\mu=1/4$	$\mu=0$
0,5	0,080	0,163	0,196	0,260
1,0	0,282	0,387	0,427	0,495
1,5	0,416	0,523	0,562	0,622
2,0	0,482	0,589	0,627	0,681
2,5	0,516	0,621	0,659	0,710
3,0	0,533	0,638	0,676	0,725
3,5	0,543	0,648	0,685	0,734
4,0	0,549	0,654	0,691	0,739
4,5	0,553	0,657	0,694	0,742
5,0	0,555	0,660	0,696	0,744
5,5	0,557	0,661	0,698	0,745
6,0	0,558	0,663	0,699	0,746
∞	0,563	0,667	0,703	0,750

für eine Ausmitte $e \leq \frac{a}{3}$

Bei $e > \frac{a}{3}$ tritt ein Abheben der Kreisplatte im Punkt 2 ein. Vgl. H. Borowicka [3, S. 8].

Aus Abb. 3 ist zu sehen, daß die Kurven der Funktionen $F(\mu, \alpha)$ rasch in die lotrechte Richtung übergehen und fast ihre Grenzwerte erreichen. In der Tiefe $z = 6a$, dem 3-fachen Durchmesser der Kreisplatte, ist der Unterschied bereits verschwindend klein. Für die Schiefstellung von Bauwerken sind daher nur die oberen Bodenschichten maßgebend.

Zur näherungsweise Bestimmung der Schiefstellung einer Kreisplatte bei geschichtetem Baugrund schlage ich nun folgendes Rechenverfahren vor: Man bestimmt für jede Schicht mit Beachtung der E -Zahlen die Teilwerte der Schiefstellung nach Gl. (22)

$$1. \left(\frac{ds_z}{dx}\right)_0 = \frac{M}{a^3 E_1} \cdot \Delta_1 F(\mu, \alpha) = \frac{M}{a^3 E_1} [F_1(\mu, \alpha) - F_0(\mu, \alpha)],$$
$$2. \left(\frac{ds_z}{dx}\right)_0 = \frac{M}{a^3 E_2} \cdot \Delta_2 F(\mu, \alpha) = \frac{M}{a^3 E_2} [F_2(\mu, \alpha) - F_1(\mu, \alpha)] \text{ usw.}$$

Die gesamte Schiefstellung ist dann

$$\operatorname{tg} \nu \approx \sum \Delta \left(\frac{ds_z}{dx}\right)_0 = \sum_1^n \frac{M}{a^3 E} \cdot \Delta F(\mu, \alpha). \tag{24}$$

Das vorliegende Verfahren ist angenähert auch auf Fundamentplatten von beliebiger gedrungener Form anwendbar, wenn man die Grundfläche durch den flächengleichen Kreis ersetzt.

5. Zahlenbeispiel

Gegeben sei eine kreisförmige Fundamentplatte, Halbmesser $a = 6,00$ m, lotrechte Last $Q = 2800$ t, Ausmitte $e = 1,50$ m. Die Schichten des Baugrundes sind in Abb. 4 angegeben. Gesucht ist die zu erwartende Schiefstellung des geplanten Bauwerkes.

$$M = Q \cdot e = 2800 \cdot 1,50 = 4200 \text{ tm}, \quad a = 6,00 \text{ m},$$
$$\frac{M}{a^3} = \frac{4200 \cdot 10^5}{216 \cdot 10^6} = 1,945 \text{ kg/cm}^2.$$

a) Sandschicht, $E_1 = 200 \text{ kg/cm}^2$, $\mu = 1/3$,

$$\frac{z_1}{a} = \frac{6,60}{6,00} = 1,10, \text{ aus Tab. 1 durch Interpolation}$$
$$1. \left(\frac{1}{3}, \alpha\right) = 0,414, \quad F_0\left(\frac{1}{3}, \alpha\right) = 0, \quad \Delta_1 F\left(\frac{1}{3}, \alpha\right) = 0,414,$$
$$1. \left(\frac{ds_z}{dx}\right)_0 = \frac{M}{a^3 E_1} \cdot \Delta_1 F\left(\frac{1}{3}, \alpha\right) = \frac{1,945}{200} \cdot 0,414 = 0,0040.$$

b) Tonschicht, $E_2 = 70 \text{ kg/cm}^2$, $\mu = 1/3$,

$$\frac{z_2}{a} = \frac{19,80}{6,00} = 3,30, \quad F_2\left(\frac{1}{3}, \alpha\right) = 0,644, \quad F_1\left(\frac{1}{3}, \alpha\right) = 0,414,$$

$$\Delta_2 F\left(\frac{1}{3}, \alpha\right) = 0,644 - 0,414 = 0,230,$$
$$\Delta_2 \left(\frac{ds_z}{dx}\right)_0 = \frac{M}{a^3 E_2} \cdot \Delta_2 F\left(\frac{1}{3}, \alpha\right) = \frac{1,945}{70} \cdot 0,230 = 0,0064$$
$$\operatorname{tg} \nu = 0,0040 + 0,0064 = 0,0104.$$

Die Setzung (Hebung) der Punkte 1, 2 ist $s_1 = -s_2 = a \operatorname{tg} \nu = 600 \cdot 0,0104 = \pm 6,2$ cm. Die Gesamtsetzung wurde nach [5] mit $s_0 = 14,6$ cm ermittelt, sie wird in den Randpunkten 1, 2 um $\pm 6,2$ cm vergrößert bzw. abgemindert. Bei einer Höhe des Bauwerkes von $h = 36,00$ m über der Fundamentsohle beträgt die obere Auslenkung $\Delta x = h \operatorname{tg} \nu = 3600 \cdot 0,0104 = 37,4$ cm.

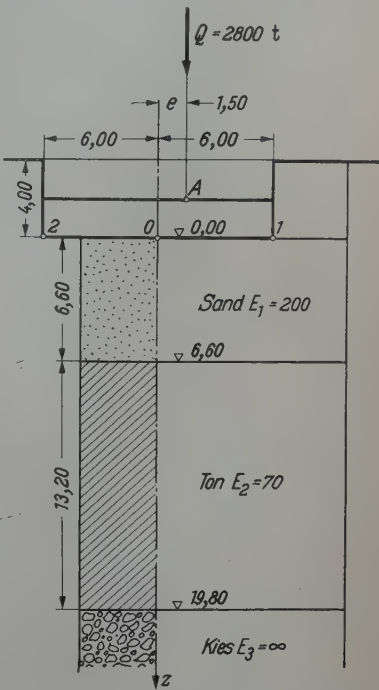


Abb. 4. Ausmittig belastete Kreisplatte und Bodenschichten zum Zahlenbeispiel.

Literatur

1. J. Boussinesq: Application des potentiels, Paris 1885, Gauthier-Villars.

2. O. K. Fröhlich: Über eine einfache Anwendung der Potentialtheorie auf die Berechnung der Schiefstellung von Bauwerken, Anzeiger der Öst. Akad. d. Wissensch. (1952), Nr. 7.

3. H. Borowicka: Über ausmittig belastete starre Platten auf elastisch-isotropem Untergrund, Öst. Ing.-Archiv 14 (1943), H. 1.

4. F. Matl: Zur Berechnung der Setzung und Schiefstellung des exzentrisch belasteten starren Plattenstreifens, Öst. Bauzeitschrift (1954), H. 4.

5. K. Fischer: Zur Berechnung der Setzung einer starren, mittig belasteten Kreisplatte auf geschichteter Unterlage, Beton- und Stahlbetonbau 52 (1957), H. 10.

Probleme der Isolation großer Räume unter Tage

Von Dipl.-Ing. Siegfried W. Markl VDI, München

OK 699.82 : 69.035.4 : 622.2

Die Probleme der Isolation großer Räume unter Tage dürften heute von besonderem Interesse sein, weil der Bau unterirdischer Kraftwerksanlagen und Fabrikationsstätten mehr und mehr an Bedeutung gewinnt. Dieser Entwicklung kommt entgegen, daß dem Ausbruch und Ausbau von Stollen, Tunneln, Schächten und auch großer Kavernen heute keine unüberwindlichen Schwierigkeiten mehr entgegenstehen, und daß die Kosten für unterirdische Anlagen, die vor wenigen Jahren noch etwa 20 % über den Kosten für Freianlagen lagen, heute sich oft kaum mehr von diesen unterscheiden und bei besonders gelagerten Verhältnissen der Gesamtaufwand für Kavernenkraftwerke sogar unter dem von Freianlagen liegen kann. Bei Untertagebauten ist die Isolierung dieser Räume gegen Feuchtigkeit wesentlich.

Bei der Frage der Isolierung müssen wir uns vor allem mit drei Arten von Angriffen des Wassers auseinanderzusetzen. Da sind in erster Linie die aggressiven Wasser. Auslaugung von z. B. Beton durch schädliche Stoffe zu verhindern und alle damit aufgeworfenen Fragen zu klären, sind vor allem Aufgabe der Chemiker, der Baustoffexperten und nicht direkt die des Bauingenieurs, so sehr sie auch gerade ihn betreffen. Es würde zu weit führen, allein das

in den letzten Jahren Erreichte aufzuzeigen. Der Ingenieur wird im Falle des Auftretens solcher Probleme — die übrigens den allgemeinen Ingenieurbau genauso betreffen wie den Untertagebau — sich an den speziellen Fachmann halten müssen. Im übrigen sind uns hier allein Grenzen dadurch gesetzt, weil wir schließlich gezwungen sind, mit den herkömmlichen Baustoffen zu arbeiten, deren Vergütung, allerdings nicht selten unter Verzicht auf andere Eigenschaften (z. B. Festigkeit), uns dann unter Verwendung von Zusatzmitteln möglich wird. Schließlich, das Wasser stellt hier meines Erachtens weniger eine Gefahr durch chemische Aggression dar, als durch sein Vorhandensein überhaupt, sein Vorhandensein im und außerhalb des ausgebauten Raumes. Man muß sich dabei vergegenwärtigen, daß beim Ausbruch großer Räume unter Tage, und wir verstehen dabei Ausbruchsbreiten etwa über 10 m, der Ausbau des aufgeschlossenen Raumes oft dem Ausbruch auf dem Fuße folgen muß. Auf diesen ganz besonderen Punkt werde ich noch zurückkommen, denn er stellt das Problem der Isolation gemeinhin überhaupt dar. Nun haben wir es letzten Endes noch mit der Feuchtigkeit innerhalb der Kaverne zu tun, der Feuchtigkeit infolge Kondensation. Auch hier ist es Aufgabe des Bauingenieurs, gemeinsam mit seinen Kollegen aus dem

Maschinenbaufach Mittel und Wege zu finden, diese gerade für die Installation so gefährliche Feuchtigkeit auszuscheiden. Die Probleme des Schutzes gegen äußere und innere Feuchtigkeit, gegen Eindringen von Wasser und gegen Kondensation aufzuzeigen und Hinweise zu geben, soll nachfolgend versucht werden.

Große Räume unter Tage stellen im Gegensatz zu Tunnel- und Stollenbauten, die sich bei der Durchörterung ganzer Gebirgsstöcke vor allem in die Länge ziehen und die in ihrer Lage mitunter auf weitere Strecken in einer geologisch günstigen Schichtfolge verlaufen können, insofern ein Problem dar, weil durch Breiten- und auch durch Höhenausdehnungen (Kraftwerkskavernen müssen zur Unterbringung von stehenden Maschinensätzen oft über mehrere Stockwerke reichen) bis zu 20 und 30 m ein wirklich mehrdimensionaler Aufschluß entsteht. Dieser Gebirgsaufschluß schneidet oft nicht nur feinste Spalten an, sondern nicht selten auch Klüfte und feuchtende Lassen, die in verschiedensten Richtungen verlaufen können. Wir haben es also, von günstigen Verhältnissen abgesehen, meist mit einer Vielzahl von kleinen und großen Wasserquellen zu tun, die es abzuwehren gilt. Es mag nun seltsam klingen, aber nicht die starken, punktförmig, oft mit einem kräftigen Strahl ausschüttenden Wasserspender sind es, die den Ingenieur vor oft unüberwindliche Schwierigkeiten stellen, sondern meist die feinen, oft nur leicht schwitzenden Wasseradern. Dies ist darin begründet, daß grobe Wassereintritte meist mit einigem Aufwand zwar, aber doch sicher gefaßt und so unschädlich gemacht in den Vorfluter abgeführt werden können. Völlig anders bei einer aus vielen kleinen Rissen nässenden Felswand. Die Schwierigkeiten beginnen hier schon bei der Einbringung des Betons.

Es ist hier nun am Platze, ein Wort zur Frage der Wasserdichtigkeit des Betons überhaupt zu sagen. Abgesehen von der Zusammensetzung der Zuschlagstoffe, also dem Kornaufbau, der Menge des Zementes pro m³ Beton, also des verbindenden Zementleimes, und vielen in der neuzeitlichen Betontechnologie zu beachtenden Faktoren, ist die Dichtigkeit des Betons eine relative Größe, relativ in bezug auf Mauerstärke und Druckbeanspruchung durch das anstehende Wasser. Ganz abgesehen also von der Güte des Betons, die ja letzten Endes nicht nur von obig erwähnten, sondern in nicht geringerem Maße von den äußeren Umständen am Einbauort abhängt, wird also eine bestimmte Mauerstärke immer Voraussetzung bleiben. Diese aus der Darcyschen Durchströmungsformel zu ermitteln, erfordert nur ein paar einfache arithmetische Überlegungen. Der Vollständigkeit halber sei sie hier erwähnt: $Q = k \cdot F \cdot t \cdot h / H$, wobei der Durchlässigkeitsbeiwert für Beton in der Praxis zwischen $k = 0,0001$ und $0,001$ liegen dürfte. Wird nun die Wassermenge Q pro Flächeneinheit so gering, daß das durch den Beton sickende Wasser im Augenblick seines Auftretens verdunstet, so kann man praktisch von einer Wasserdichtigkeit des Mauerwerkes sprechen. Nun aber noch zur Güte des Betons: Wir müssen uns immer vor Augen halten, daß gerade im Untertagebau es immer äußerst schwierig sein wird, gleichmäßigen einwandfreien Beton herzustellen. Die Skala der Hindernisse reicht hier von der Unzugänglichkeit des Arbeitsraumes bis zur einwandfreien Überwachung. Hier ist ausschlaggebend zu erkennen, daß wir es gerade in diesem Zweig der Bauindustrie nicht mit einem, mit allen Möglichkeiten der Fabrikationskontrolle zu erfassenden, sondern einem von der menschlichen Unzulänglichkeit im weitesten Maße abhängigen Stoff, eben dem Beton im Untertagebau, zu tun haben.

Die vorher erwähnten feinen, nässenden Lassen geben nun ihr Wasser flächenartig an den Frischbeton ab, es bilden sich in diesem feinste Gerinne während des Abbindevorganges, welche auch nach der Erstarrung des Betons bestehen bleiben. Wir erkennen also, daß ein wesent-

licher Unterschied besteht, ob eine Betonmauer oder sonst ein Betonbauteil unter günstigen Bedingungen im Trockenen erstellt werden kann, oder ob er, wie es hier der Fall ist, gegen eine feuchte und in ihrer Struktur unregelmäßige Wand aufgeführt werden muß. Diese Überlegung führt nun dazu, an vorgefabrizierte, unter besten Bedingungen hergestellte Bauelemente zu denken, welche nur versetzt werden brauchen. Der Gedanke ist oft und in verschiedener Form aufgegriffen worden. Hier treffen wir jedoch sofort auf zwei weitere nicht unwesentliche Probleme. Einerseits fordert der Ausbau größerer Räume unter Tage in vielen Fällen eine den geologischen Verhältnissen entsprechende und somit dem Ausbruch sofort folgende Sicherung der Firste und der meist bei den Kavernen sehr hohen Ulmen (Wänden), so daß der Tunnelbauer den vorübergehenden Abstützungen aus Stahlrahmen, Felsankern oder dem immer noch sehr gebräuchlichen Holzverbau, bald die bleibende Ausmauerung folgen lassen muß. Es hat sich dabei längst die Erkenntnis durchgesetzt, daß ein saftiges Anbetonieren an den Fels den dauerhaftesten und besten Schutz bietet. Andererseits sollte diese Auskleidung, die Isolierung betreffend, bereits weitgehend wasserabdichtend sein, was wiederum bedingt, daß möglichst wenig Fugen angeordnet werden. Aber gerade beim Versetzen von Fertigteilen läßt sich eine größere Zahl von Quer- und Längsfugen nicht vermeiden. Die Dichtung von Bauwerksfugen wurde bekanntlich bis heute nur selten zur restlosen Zufriedenheit gelöst. Man muß sich dabei immer die besonderen Schwierigkeiten im Tunnelbau vor Augen führen. Die Dinge liegen hier völlig anders als beim Bau von Staumauern, Schleusen und dergleichen. Es kann nicht Aufgabe dieser Betrachtung sein, auf die Einzelheiten von Fugendichtungen der mannigfachsten Form einzugehen, wobei es, ganz gleich, welche Art von Konstruktion und welches Material gewählt wird, immer darauf ankommt, das Problem der Umläufigkeit zu meistern. Fugenbänder, Riffelbleche und dergleichen in Gewölbebeton einwandfrei einzubauen, gelingt nur selten, nicht zuletzt deshalb, weil der an die Konstruktion anschließende Beton unter den besonderen Umständen des Untertagebaues dort nur schwer ohne Betonnester verdichtet werden kann. Es hat sich dabei bewährt, Fugen mit Zementmilch auszupressen bzw. den die Fuge umgebenden Bereich des Felsens mittels Mörtel und Zementinjektionen so zu verbessern, daß das Bergwasser wenigstens dort verdrängt wird und sich so einen neuen Weg im Gebirge sucht. Diese Methode führte nicht selten zu besseren Erfolgen als noch so ausgeklügelte und meist gekünstelte Fugenkonstruktionen. Es wäre also am besten, mit einer Minderzahl an Fugen auszukommen, und diesem widerspricht nun wiederum die aus ausbautechnischen Gründen erforderliche Aufteilung der Auskleidung, die beim Unterfangen des Gewölbes im weniger standfesten Gebirge bis zur Stützung von Flächen mit nur wenigen Quadratmetern führen kann. Man ist deshalb in vielen Ländern schon sehr bald dazu übergegangen, die bei den ersten Eisenbahntunneln geübte Methode der Schaffung von Sickerdrainagen wieder aufzugreifen und in verbesserter Form weiterzuentwickeln.

Es sei hier ein kleiner Rückblick gestattet. Die Ausmauerung der Eisenbahntunnel erfolgte bekanntlich früher mit Klinkersteinen, die mit großer Sorgfalt auf hölzernen Lehrgerüst versetzt wurden. Der Anschluß zum Gebirge geschah in der Weise, daß die Hohlräume mit Steinen aus dem Ausbruch verpackt wurden. Eine solche in Verbindung mit Rigolen geschaffene Drainage um den ausgemauerten Hohlraum sorgte dann viele Jahre recht zufriedenstellend für den Wasserabfluß in die vorgesehene Sohlkanäle. Da wir es aber auch beim Gebirge nicht mit einem im dauernden Ruhezustand befindlichen homogenen Körper zu tun haben, verlagerten sich nicht zuletzt durch den künstlich geschaffenen und unnatürlichen Wasserabfluß

Belastungen auf die Auskleidung, und dies führte bei den alten Tunnel zu erheblichen und gefährlichen Verdrückungen des Lichtraumprofils. So ist man, wie erwähnt, dazu übergegangen, statt an den Fels anzubetonieren, gefördert nicht zuletzt durch die sich von Jahr zu Jahr mehr entwickelte Technik des Betonherstellens, Einbringens und auch Verdichtens. Es wurde versucht, den natürlichen Idealfall zu schaffen, der, wie jedem Tunnelbauer heute bekannt, eben darin besteht, jegliche Auflockerung des umgebenden Gesteins zu vermeiden. Diese wünschenswerte Maßnahme führte jedoch letzten Endes dazu, die Ableitung von Bergwasser mehr und mehr zu ignorieren. Nicht selten hatte man Erfolg; und zwar immer dann, wenn der anstehende Wasserdruck gering blieb und wenn das Bergwasser einen Weg fand, der seinem Abfluß geringeren Widerstand als Fugen und schlechter Beton entgegensetzte. Da aber solch günstige Umstände gerade bei großen Kavernenausbrüchen nur selten zusammentreffen, wurde dann oft ein Teil der Halle völlig trocken, während an einer anderen Stelle des Bauwerkes das Wasser seinen Weg in den Maschinenraum fand. Wie schon erwähnt, können fachgemäß angesetzte Injektionen hier zu einem Erfolg führen. Es wird aber immer besser sein, es dabei nicht auf einen Kampf mit dem Wasser ankommen zu lassen, sondern eben das Wasser zu überlisten. Man mußte also versuchen, einerseits den zwingenden Erkenntnissen der Tunnelbaustatik gerecht zu werden und andererseits den natürlichen Lauf des Bergwassers so wenig wie möglich zu beeinträchtigen. So wurden sehr schöne Erfolge damit erzielt, daß man, was jedoch ein geschultes und mit den Eventualitäten vertrautes Personal und große Fachkenntnisse voraussetzt, vor oder während des Einbringens des Betons oder der gewählten Auskleidung eine Flächenabdichtung mit wasserdichtem Mörtel von Hand oder im Spritzverfahren aufbrachte und dabei das Wasser in vorbereitete Leitungen oder Rigolen zur Sammeldrainage leitete. Die Methoden sind vielfältig und führen von der Schlauchmethode über Drainagehalbschalen bis zur Steinergole.

Es ist bekannt, daß feuchte Mauerungen nur sehr schwer zu reparieren sind, und eine unsachgemäße Injektion könnte deshalb, als letztes Mittel angewandt, mehr Schaden als Nutzen. Es sei hier nochmals erwähnt, daß wir es mit dem Ausbau großer Räume unter Tage, also im wesentlichen mit Kavernen, zu tun haben und nicht mit Druckstollen, die eine auch dem Innenwasserdruck entprechende Auskleidung erhalten müssen, was heute durch Vorspannung und Vorspanninjektionen erreicht wird.

In vielen Fällen wird nun die erwähnte Methode nicht immer zum Ziel führen. Es hat sich deshalb sehr oft als äußerst zweckmäßig erwiesen, eine zweigeteilte Auskleidung zu wählen. Sie besteht im wesentlichen darin, eine äußere Betontragwand und Betongewölbe auszuführen, die dann als Träger für aufzuklebende Folien der verschiedensten Art dienen. Diese Folien müssen jedoch, um ihren Zweck als Isolation zu erfüllen, mit einem sogenannten Innengewölbe an die Außenmauerung angeheftet werden. Die Methode wird sich immer dort behaupten, wo aus bautechnischen Gründen eine sofortige Sicherung des Ausbruchs durch ein Schutzgewölbe erforderlich wird. Es darf jedoch nicht unerwähnt bleiben, daß das Aufbringen dieser Dichtungsfolien eine zumindest vorübergehend trockene und glatte Wand erfordert. Glatt deshalb, weil sich sonst trotz Elastizität des Materials Risse in die Folien pressen und diese bei geringsten Bewegungen schon zerstören können. In den letzten Jahren sind auch Verfahren entwickelt worden, die es ermöglichen, Dichtungen in Form von Emulsionen aufzuspritzen, also Pasten, die nach Abtrocknen einen dichten elastischen Film von mehreren Millimetern Stärke bilden, die dann allerdings, wie die Folien, durch Vormauerung und Betonierung geschützt werden müssen.

Mit der Entwicklung des Spritzbetons, bei dem heute im Gegensatz zum Spritzmörtel Körnungen bis zu 30 mm bei mindestens 300 kg Zement/m³ Festbeton und bei einem Abprallverlust von etwa 15 % verarbeitet werden können, ergeben sich neue Gesichtspunkte auch für die Isolierung. Unter Zusatz von Dichtungsmitteln können so größere Flächen in einem Arbeitsgang gesichert und bei nicht zu starkem Wasserandrang wohl auch abgedichtet werden. Doch sind auch hierbei der Einbau von Rigolen, die Anwendung der Schlauchmethode und andere schon erwähnte Maßnahmen erforderlich. Als Träger einer Dichtungshaut allerdings ist Spritzbeton, da er den unvermeidlichen Unebenheiten des Ausbruchs folgt, wohl nur wenig oder nur unter besonders günstigen Bedingungen geeignet. Jedoch besteht nicht zuletzt vor allem die Möglichkeit, Spritzbeton als Schutz auf die Isolierungen aufzubringen. Dies ist insofern von Bedeutung, als ja von der Stärke der Auskleidung (Auskleidungen unter 30 cm sind schwer hinter Schalung einzubringen) die Größe des Ausbruchs und damit die Gesamtkosten weitgehend abhängig sind. In diesem Zusammenhang muß darauf hingewiesen werden, daß die erwähnte Zwischenisolierung mit doppelter Mauerung recht hohe Kosten verursachen kann.

Unter Berücksichtigung aller Unsicherheiten bei der Isolierung hoher Wände und Gewölbe, deren Anbetonieren als statisch notwendig erachtet wurde, liegt es nun nahe, zwei voneinander unabhängige Mauerungen und Gewölbe in der Kaverne aufzuführen. Diese Lösung wurde bei sehr vielen in den letzten Jahren errichteten Untertagebauten großer Dimensionen und speziell bei unterirdischen Kraftwerkshallen gewählt. Bei dieser Lösung ist zwar ein größerer Ausbruchquerschnitt in Kauf zu nehmen, die Vorteile jedoch sind unverkennbar. Dringt durch die nicht völlig abgedichtete statische Verkleidung Feuchtigkeit ein, so kann das Wasser, ohne in den eigentlichen Maschinenraum einzudringen, in dem zwischen den beiden Wänden verbleibenden Hohlraum gesammelt und kontrolliert durch Drainagen dem Vorfluter zugeführt werden. Diese allerdings ebenfalls aufwendige Lösung kommt jedoch auch der Isolation der Räume gegen innere Feuchtigkeit weitgehend entgegen.

Bekanntlich ist die Bildung von Schwitzwasser von der relativen Feuchtigkeit abhängig. Bei Unterschreitung des Taupunktes, d.h. der Sättigung der Luft mit Wasser, schlägt sich die Feuchtigkeit im Raum nieder. Diesen Niederschlag zu verhindern, stellt den Ingenieur, wie schon erwähnt, vor ein weiteres Problem. Auch hier sind Lösungen bekannt, die mit gutem Erfolg angewandt wurden. Einerseits kann der Kühlluft und der zur Ventilation der Maschinen zugeführten Frischluft mittels Klimaanlage ein zu hoher Feuchtigkeitsgehalt entzogen werden, ein Verfahren, das bei verschiedenen Kavernenzentralen zur Vermeidung von Korrosionsschäden bereits Anwendung fand. Andererseits besteht bei einer wie zuletzt erwähnten doppelten Auskleidung die Möglichkeit, warme Abluft zwischen die beiden Auskleidungen zu blasen, so daß die Halle wie von einer riesigen Warmluftheizung umspült wird. Diese Methode ist insofern wirtschaftlich, als hierbei der gesamte Maschinenraum auf einer Temperatur gehalten werden kann, bei der eine Ausfällung von Kondenswasser weitgehend vermieden wird. Dabei ist im Falle einer Entnahme der Kühlluft aus dem Unterwasserkanal (eine Methode, die bei Kavernenkraftwerken mit Unterwasserstollen im freien Wasserspiegel gerne angewandt wird) immer Vorsicht wegen des hohen Feuchtigkeitsgehaltes dieser Luft geboten. Diese Luft dürfte, wenn ihr mittels Klimaanlage die Feuchtigkeit nicht entzogen wird, möglichst nicht direkt in die Maschinenhalle geleitet werden, da sie bei der natürlichen Abkühlung verständlicherweise besonders gern Kondenswasser abgibt. Eine Einleitung hinter die innere Kavernenmauerung ist dann auf jeden Fall zweckmäßig.

Es würde hier zu weit führen, alle diese Probleme in ihren Details zu behandeln. Ich möchte deshalb nur noch kurz auf eine Lösung hinweisen, die ich vor einigen Jahren in einer deutschen Fachzeitschrift angeregt habe. Es wurde damals vorgeschlagen, zur Einsparung der Ausbruchweite den Zwischenraum zwischen den beiden Auskleidungen nur etwa 20 cm stark zu machen und ihn mittels Fertigbetonplatten zu gewinnen, welche mit Abstandshaltern als verlorene Schalung für die Innenauskleidung dienen.

Zum Abschluß sollen noch einmal die Schwierigkeiten der Isolation großer Räume unter Tage in der Form dargestellt werden, daß kurz auf die Nachteile der einzelnen Möglichkeiten eingegangen wird.

Mittels Injektionen das Bergwasser von dem Bereich der Mauerung fernzuhalten, wird nur dort wirtschaftlich sein, wo der Aufwand an Injektionsgut nicht die Kosten einer mehrfachen Auskleidung oder Innendichtung übersteigt. Angaben über die Menge von Injektionsgut sind äußerst schwierig zu machen. Die Gefahr, mittels Injektionen das Bergwasser an besonders empfindliche Stellen der Verkleidung zu drücken, ist immer dann gegeben, wenn diese Injektionen mit zu wenig Sachkenntnis und vor allem nicht mit dem nötigen und erforderlichen Aufwand erfolgen.

Der Nachteil einer zwischen zwei Auskleidungen eingebrachten Folie besteht vor allem darin, daß eine Reparatur bei Schäden nur sehr schwer möglich ist, obwohl neuerdings einige patentierte Verfahren bekannt wurden, deren Bewährung jedoch meines Wissens noch aussteht.

Hier darf noch kurz darauf hingewiesen werden, daß bei geringem Wasserandrang oft ein guter, wasserdichter Zementputz unter Verwendung von Zusatzmitteln zur Dichtung und besonderen Haftmitteln auf Silikon- oder Kunstharzbasis schon zu erfreulichen Erfolgen führte, ein meist nicht sehr teure und oft noch nachträglich anzuwendende Maßnahme.

Auch Spritzbeton kann nachträglich aufgetragen werden, jedoch schaltet man hierbei das Problem der Fuge und vor allem der wilden Risse durch Schwinden oder Temperaturbeanspruchung nicht aus. Als sicherste Methode erscheint dem Verfasser, wann immer es möglich, statisch tragende Tragwand und Gewölbe von der Innenmauerung, die in Form leichter Bauelemente aufgeführt werden kann und als aufgehängtes Gewölbe ausgeführt wird, zu trennen. Eine Kontrolle der Wasserführung wird dadurch ermöglicht und auch nachträgliche Dichtungsmaßnahmen durch Injektion und Putz werden nicht ausgeschaltet.

Die Isolation großer Räume unter Tage ist aber — und dies sei zum Abschluß erwähnt — nicht nur für den Schutz der Maschinen von großer Wichtigkeit, sondern auch zum Schutz der Auskleidung selbst. Wasserbewegungen im Berg können Verlagerungen im Gestein und daraus resultierende Kräfte auslösen, die der Ausmauerung schaden und, wie sich bei alten Tunnelbauten zeigte, nicht selten ganze Gewölbeteile zerstören. Das Wasser ist ein Freund der Menschheit, aber es kann — und oft sind es die unbeachteten kleinen Tropfen — weitgehende Veränderungen auslösen, die zu schwersten Zerstörungen führen können, denn mit dem Wassertropfen ist die Zeit.

Knicksicherheit des Portalrahmens bei eintretender Richtungsänderung im Lastangriff

Von Dr.-Ing. R. Dąbrowski, Danzig

DK 624.072.33 : 624.072.2 : 539.411.8

1. Einleitung

Bei dem Nachweis der Knicksicherheit des Portalrahmens ist in bestimmten Fällen, so z. B. in Brückentragwerken, darauf zu achten, daß die anfangs lotrecht auf die Rahmenstiele wirkende Belastung beim Ausweichen des Rahmens ihre Wirkungsrichtung ändert. In den in Abb. 1a und 2a dargestellten Bogenbrücken wird die Belastung aus der Fahrbahn durch die Hänger bzw. Pfosten und beide Druckgurte auf die Endrahmen übertragen. Beim Ausweichen der Endrahmen liegen die Hänger bzw. Pfosten nicht mehr in lotrechter Ebene, sondern in einer geneigten Fläche. Die dabei auftretende Horizontalkomponente der Belastung wirkt im ersten Falle (Abb. 1b) stabilisierend auf das Ver-

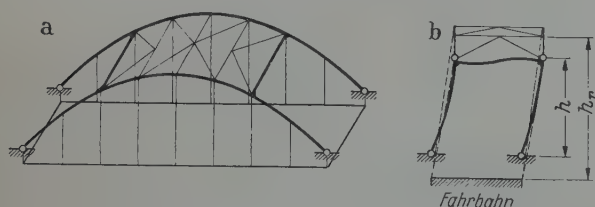


Abb. 1. Brücke mit unten aufgehängter Fahrbahn.

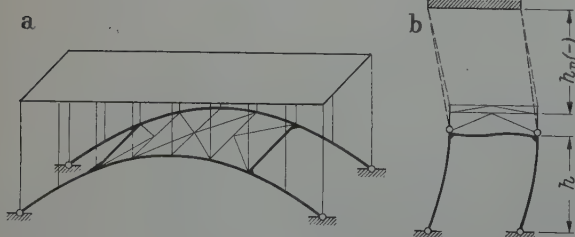


Abb. 2. Brücke mit oben aufgesetzter Fahrbahn.

halten der Endrahmen, dagegen im zweiten Falle (Abb. 2b) wird deren Knickgefahr gegenüber dem Fall einer steti-

lotrecht wirkenden Belastung größer.

Dieses Problem ist in der Literatur bereits erörtert worden. In einem Aufsatz von K. Hoening [1] sind für den Fall des rechteckigen Zweigelenkrahmens einige nach einer Näherungsverfahren gewonnene Ergebnisse enthalten. Die Angaben sind zum Teil ungenau, weiterhin ist die für gewisse Parameter maßgebende symmetrische Knickform unberücksichtigt geblieben.

Der Zweck des vorliegenden Aufsatzes ist es, die Bestimmungsgleichungen sowie die Hilfstabellen und Diagramme anzugeben, die den Nachweis der Knicksicherheit des Portalrahmens sowohl für den Fall der gelenkigen Stützung (Abb. 3a) als auch für zwei weitere Fälle — den an den Stielfüßen eingespannten Rahmen (Abb. 3b) und den Rechteckrahmen mit gleichstarken Riegeln (Abb. 3c) — erleichtern können.

Es wird das ebene Problem betrachtet. Dabei denken wir uns die Last P in die Rahmenecken durch jeweils an anderen Ende lotrecht geführte Pendelstäbe der Länge l eingeleitet. Diese lotrechte Führung entspricht der (möglicherweise) guten Näherung voraussetzbaren seitlichen Unverschieblichkeit der Fahrbahnstafel. Die Pendellänge ist positiv, wenn die lotrechte Führung unterhalb des oberen Riegels liegt. Wird die Lösung auf den Fall der Endrahmen in Bogenbrücken (Abb. 1 und 2) angewendet, so ist zu bemerken, daß die Hänger- bzw. Pfostenlängen verschieden sind. Für die Berechnung wird schätzungsweise, je nach der Steifigkeit des unteren und oberen Windverbandes, ein Mittelwert gewählt. Wenn in der Berechnung mit h die wirkliche Stiellänge des Portalrahmens (und nicht deren Projektion auf die Vertikalebene) bezeichnet wird, so ist für h_r entsprechend ein vergrößerter Wert der gemittelten Hänger- bzw. Pfostenlänge einzuführen.

Zur Aufstellung der Bestimmungsgleichungen für die Knicklast wird die oft angewandte Deformationsmethode herangezogen. Die Grundgleichungen der Methode sind u. a. in der DIN 4114: Stabilitätsfälle, Ri 7.8, angegeben — auch [2] und [3].

Für den mit der Last P gedrückten und mit den Endmomenten M_{ab} und M_{ba} belasteten Stab bestehen folgende Beziehungen zwischen den genannten Momenten und den beim Knicken auftretenden Knotendrehwinkeln φ_a , φ_b und dem Stabdrehwinkel ψ (Abb. 4):

$$\left. \begin{aligned} M_{ab} &= A \varphi_a + B \varphi_b - (A + B) \psi \\ M_{ba} &= A \varphi_b + B \varphi_a - (A + B) \psi \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

Hierbei sind die Hilfsgrößen (Steifigkeiten)

$$\left. \begin{aligned} A &= \frac{EJ}{l} \alpha \\ B &= \frac{EJ}{l} \beta \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

mit den Faktoren

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \frac{\varepsilon \sin \varepsilon - \varepsilon^2 \cos \varepsilon}{2(1 - \cos \varepsilon) - \varepsilon \sin \varepsilon} \\ \beta &= \frac{\varepsilon^2 - \varepsilon \sin \varepsilon}{2(1 - \cos \varepsilon) - \varepsilon \sin \varepsilon} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

eingeführt. Diese sind für die von der Belastung abhängige Kennzahl

$$\varepsilon = l \sqrt{\frac{P}{EJ}} \quad (4)$$

zu bestimmen.

Weiterhin gilt für die Endquerkräfte V_a und V_b

$$V_a = V_b = P \psi + \frac{1}{l} (A + B) (\varphi_a + \varphi_b - 2\psi). \quad (5)$$

Ähnlich ergeben sich für den an einem Ende gelenkig gestützten und am anderen mit dem Moment M_{ba} belasteten Stab (Abb. 5) die Beziehungen

$$M_{ba} = C(\varphi_b - \psi) \quad (6)$$

mit

$$C = \frac{EJ}{l} \gamma, \quad (7)$$

$$\gamma = \frac{\varepsilon^2 \sin \varepsilon}{\sin \varepsilon - \varepsilon \cos \varepsilon} \quad (8)$$

und

$$V_a = V_b = P \psi + \frac{1}{l} C(\varphi_b - \psi). \quad (9)$$

2. Der gelenkig gestützte Rahmen

a) Antimetrische Knickfigur. Für die Mehrzahl von Fällen ist die kleinste Knicklast mit der antimetrischen Knickfigur verknüpft, die durch zwei Verformungsgrößen φ_b und ψ bestimmt wird (Abb. 3a).

Aus der Gleichgewichtsbedingung für die Momente im Knoten (b) und derjenigen für die Querkraft im Knoten (b), die, da im antimetrischen Falle keine Riegehnormalkraft auftritt, gleich der Horizontalkomponente $P \psi h/h_r$ der Pendelstabskraft sein muß, folgen unter Berücksichtigung von (6) und (9) die Gleichungen

$$\left. \begin{aligned} C_{ab}(\varphi_b - \psi) + (A_{bb'} + B_{bb'}) \varphi_b &= 0 \\ P \psi + \frac{1}{h} C_{ab}(\varphi_b - \psi) &= P \frac{h}{h_r} \psi \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

Hierbei ist wegen Fehlens der Normalkraft im Riegel: $A_{bb'} = 4 E_0 J_0 / b$ und $B_{bb'} = 2 E_0 J_0 / b$.

Werden die Werte nach (7) eingesetzt und durch EJ/h dividiert, so nehmen die Gl. (10) unter Berücksichtigung von (4) die Form an:

$$\left. \begin{aligned} \left(\gamma + 6 \frac{E_0 J_0 h}{E J b} \right) \varphi_b - \gamma \psi &= 0 \\ \gamma \varphi_b + \left[\varepsilon^2 \left(1 - \frac{h}{h_r} \right) - \gamma \right] \psi &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

Eine von Null verschiedene Lösung besteht bekanntlich nur, wenn die Determinante des Gleichungssystems (11) verschwindet. Aus dieser Bedingung ergibt sich nach Einsetzen von γ gemäß (8) und Dividieren durch $6 \sin \varepsilon \cdot (1 - h/h_r)$ die Bestimmungsgleichung für ε

$$\frac{\varepsilon}{\tan \varepsilon} - \frac{E J b}{6 E_0 J_0 h} \varepsilon^2 + \frac{h}{h_r - h} = 0, \quad \varepsilon = h \sqrt{\frac{P}{E J}}. \quad (12)$$

Die ε -Werte können hieraus durch Probieren mit Hilfe geeigneter Funktionstabellen ermittelt werden. Damit ist auch die kritische Last P_{kr} bestimmt.

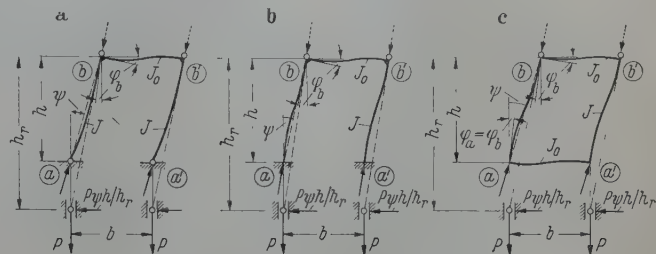


Abb. 3. Verformung der Portalrahmen.

Für den Fall stetig lotrechter Lastrichtung ($h_r = \infty$) folgt aus (12) die vereinfachte Gleichung

$$\frac{\cotg \varepsilon}{\varepsilon} - \frac{E J b}{6 E_0 J_0 h} = 0 \quad (13)$$

in Übereinstimmung mit der Gl. (310) in [3].

Schneidet die Wirkungsgerade beim Ausweichen des Rahmens den Auflagerpunkt (a) ($h_r = h$), dann tritt die kleinste Knicklast bei

$$\varepsilon = \pi \quad (14)$$

ein.

Für $h_r = 0$ und $h/h_r = +\infty$ folgt aus (12) die Gleichung

$$\frac{\varepsilon}{\tan \varepsilon} - \frac{E J b}{6 E_0 J_0 h} \varepsilon^2 - 1 = 0. \quad (15)$$

Sie entspricht der antimetrischen Knickfigur im Falle unverschieblicher Knotenpunkte (b) und (b').

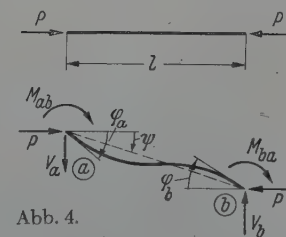


Abb. 4.

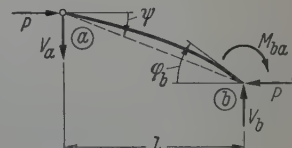


Abb. 5.

Die Gl. (12) vereinfacht sich auch im Falle unendlich steifer Riegel ($J_0 = \infty$):

$$\frac{\varepsilon}{\tan \varepsilon} + \frac{h_r}{h} - 1 = 0, \quad (16)$$

für $J_0 = 0$ dagegen wird das System labil und $P_{kr} = 0$.

b) Symmetrische Knickfigur. Aus der Gleichgewichtsbedingung für den Knoten (b) folgt die Gleichung [vgl. [3], Gl. (307)]

$$\gamma + 2 \frac{E_0 J_0 h}{E J b} = 0$$

oder nach Einsetzen von γ gemäß (8) und einigen Umformungen

$$\frac{\varepsilon}{\tan \varepsilon} - \frac{E J b}{2 E_0 J_0 h} \varepsilon^2 - 1 = 0, \quad \varepsilon = h \sqrt{\frac{P}{E J}}. \quad (17)$$

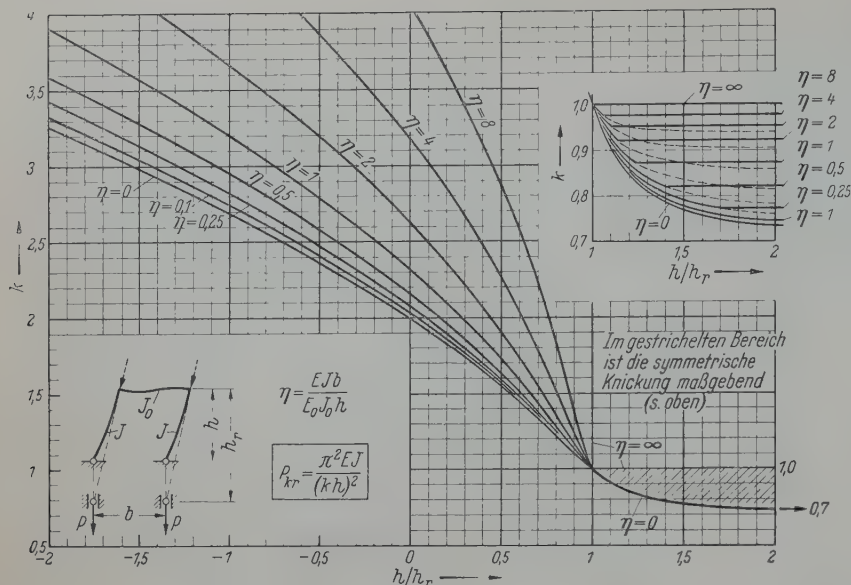


Abb. 6. k -Werte für den gelenkig gestützten Rahmen.

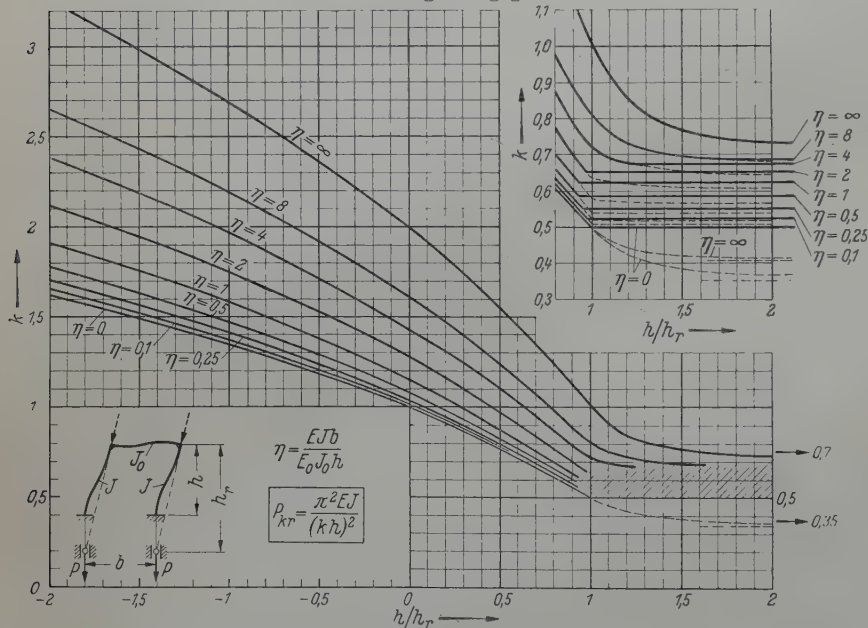


Abb. 7. k -Werte für den an den Stiefüßen eingespannten Rahmen.

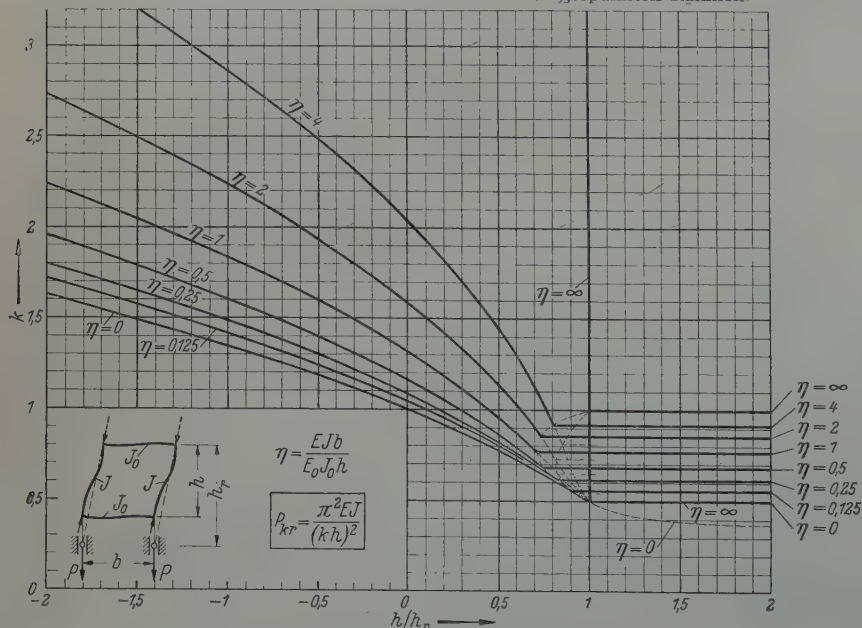


Abb. 8. k -Werte für den Rechteckrahmen mit gleichstarken Riegeln.

Die Gl. (17) liefert kleinere ε - und P_k -Werte als die Gl. (15), die zur antisymmetrischen Knickfigur bei unverschieblichen Knotenpunkten gehört.

c) Die kritische Last kann in der Form

$$P_{kr} = \frac{\pi^2 EJ}{(kh)^2} \quad (1)$$

dargestellt werden, wenn mit kh die Knicklänge des Rahmenstiels bezeichnet wird. Aus (18) und (4) mit $l = h$ folgt

$$k = \frac{\pi}{\varepsilon}$$

Die ε - und k -Werte für mehrere Steifigkeitsparameter $\eta = EJb/E_0 J_0 h$ und Längenparameter h/h_r sind in der Tabelle zusammengestellt. Sie entsprechen der antisymmetrischen Knickfigur. Bei $h/h_r > 1$ kann aber die symmetrische Knickfigur kleiner Werte von P_{kr} liefern. Die zugehörigen ε - und k -Werte sind sodann von h/h_r unabhängig; sie sind in den zwei letzten Zeilen der Tab. 1 angegeben. Diese Werte sind an der Stelle der in Klammern angegebenen (unter der antisymmetrischen Knickung entsprechenden) Werte maßgebend.

Die Abhängigkeit des Koeffizienten von h/h_r ist auch aus dem Diagramm (Abb. 6) ersichtlich. Im Bereich, wo die symmetrische Knickung vorherrscht, sind die Kurven der antisymmetrischen Knickung gestrichelt eingezeichnet.

3. Der an den Stief Füßen eingespannte Rahmen

a) Antisymmetrische Knickfigur (Abb. 3b). Aus dem Gleichgewicht der Momente und Querkräfte im Knoten b (letztere muß wieder gleich $P \psi h/h_r$ sein) ergeben sich, unter Berücksichtigung von (1) und (5) die Gleichungen

$$A_{ab} \varphi_b - (A_{ab} + B_{ab}) \psi + (A_{bb'} + B_{bb'}) \varphi_b = 0$$

$$P \psi + \frac{1}{h} (A_{ab} + B_{ab}) (\varphi_b - 2 \psi) = P \frac{h}{h_r} \psi \quad (19)$$

Nach Einsetzen der Werte aus (2) ergibt sich hieraus unter Berücksichtigung von (4) die Determinante

$$\alpha + 6 \frac{E_0 J_0 h}{E J b}, \quad -(\alpha + \beta)$$

$$(\alpha + \beta), \quad \varepsilon^2 \left(1 - \frac{h}{h_r}\right) - 2(\alpha + \beta) \quad (20)$$

die gleich Null sein muß.

Die Werte für α und β aus (3) eingesetzt, folgt daraus nach mehreren Umformungen die Bestimmungsgleichung

$$\left(1 - \frac{h}{h_r}\right) \frac{\varepsilon}{\tan \varepsilon} + 6 \frac{E_0 J_0 h}{E J b} = 0$$

$$\left[\frac{h}{h_r} \frac{\tan \varepsilon/2}{\varepsilon/2} + 1 - \frac{h}{h_r} \right] + \frac{h}{h_r} = 0, \quad (21)$$

die ebenfalls durch Probieren gelöst werden kann.

Für stetig lotrechte Lastrichtung liefert Gl. (21) die vereinfachte Beziehung

$$\frac{\tan \varepsilon}{\varepsilon} + \frac{E J b}{6 E_0 J_0 h} = 0, \quad (22)$$

die mit der Gl. (312) in [3] übereinstimmt.

Für $h_r = h$ ergibt sich aus (21)

$$\frac{\operatorname{tg} \varepsilon / 2}{\varepsilon / 2} + \frac{E J b}{6 E_0 J_0 h} = 0, \quad (23)$$

dagegen für $h_r = 0$ und $h/h_r = \infty$, nach vorherigem Multiplizieren der Gl. (21) mit h_r/h , schließlich:

$$\frac{\varepsilon}{\operatorname{tg} \varepsilon} + 6 \frac{E_0 J_0 h}{E J b} \left(1 - \frac{\operatorname{tg} \varepsilon / 2}{\varepsilon / 2} \right) - 1 = 0. \quad (24)$$

Ist der Riegel unendlich steif ($J_0 = \infty$), dann muß in (21) der Klammerausdruck verschwinden. Daraus ergibt sich die Gleichung

$$\frac{\operatorname{tg} \varepsilon / 2}{\varepsilon / 2} + \frac{h_r}{h} - 1 = 0 \quad (25)$$

und als weitere Lösung für diesen Einzelfall

$$\varepsilon = 2 \pi. \quad (25 a)$$

Für biegeweichen Riegel ($J_0 = 0$) gilt die Gleichung

$$\frac{\operatorname{tg} \varepsilon}{\varepsilon} + \frac{h_r}{h} - 1 = 0 \quad (26)$$

wie für den Fall eines unten eingespannten und am oberen Ende durch das Pendel belasteten Stabes (vgl. auch die Gl. (168) in [4]).

b) Symmetrische Knickfigur. Die Gleichgewichtsbedingungen für den Knoten (b) liefert die Gleichung [vgl. [3], Gl. (311)]

$$\alpha + 2 \frac{E_0 J_0 h}{E J b} = 0$$

oder nach Einsetzen von α gemäß (3) und einigen Umformungen

$$\frac{\varepsilon}{\operatorname{tg} \varepsilon} + 2 \frac{E_0 J_0 h}{E J b} \left(1 - \frac{\operatorname{tg} \varepsilon / 2}{\varepsilon / 2} \right) - 1 = 0. \quad (27)$$

Auch hier ergibt die Gl. (27) kleinere ε -Werte als die der antimetrischen Knickfigur bei unverschieblichen Knotenpunkten entsprechende Gl. (24).

c) In der Tab. 2 sind die Werte von ε und $k = \pi/\varepsilon$ für mehrere Parameterwerte $\eta = E J b/E_0 J_0 h$ und h/h_r für die antimetrische Knickung zusammengestellt. Die Werte der beiden letzten Zeilen dieser Tabelle entsprechen der symmetrischen Knickfigur und sind an Stelle der Klammerwerte maßgebend. Überdies sind die Zusammenhänge graphisch in der Abb. 7 dargestellt.

Für den Rahmen mit unendlich steifem Riegel ($\eta = 0$) und $h = h_r$ ist der gleiche Wert $k = 0,5$ mit zwei antimetrischen Knickfiguren verknüpft: eine mit Knotenverschiebung ($\psi \neq 0$) und eine andere ohne Knotenverschiebung ($\psi = 0$). Im Bereich $h/h_r > 1$ liefert die zweite Knickfigur den größeren, und zwar konstanten Wert $k = 0,5$. Der Verlauf von k nach der ersten Knickfigur für $\eta = 0$ ist in Abb. 7 gestrichelt eingetragen. Die Kurve nähert sich asymptotisch dem Wert 0,350.

Ähnliche (nicht maßgebende) Kurven lassen sich auch für andere Parameter η berechnen.

4. Der Rechteckrahmen mit gleichstarken Riegeln

Doppelte Symmetrie des Systems erlaubt für die antimetrische Knickfigur (Abb. 3c) die im Punkte 2 für den Zweigelenkrahmen gewonnene Lösung auszunutzen, wenn für die Höhe des letzteren $h/2$ eingeführt wird.

Mit den Parametern $\eta = E J b/E_0 J_0 h$ und h/h_r , sowie den Beziehungen $\varepsilon = h/P/EJ$ und $P_{kr} = \eta^2 E J/(k h)^2$, gültig für die Bezeichnungen der Abb. 3c, können die ε - und k -Werte für den Rechteckrahmen auf Grund der Tab. 1 bestimmt werden, und zwar müssen die den doppelten η -Wer-

Tabelle 1.

$\frac{E J b}{E_0 J_0 h}$										
h/h_r		0	0,1	0,25	0,5	1,0	2	4	8	∞
-2,0	ε	0,963	0,947	0,917	0,875	0,804	0,701	0,575	0,446	—
	k	3,26	3,32	3,43	3,59	3,91	4,48	5,46	7,04	—
-1,5	ε	1,053	1,030	1,000	0,955	0,878	0,767	0,629	0,490	—
	k	2,98	3,05	3,14	3,29	3,58	4,10	4,99	6,41	—
-1,0	ε	1,166	1,143	1,100	1,060	0,978	0,855	0,703	0,547	—
	k	2,69	2,75	2,83	2,96	3,21	3,67	4,47	5,75	—
-0,5	ε	1,324	1,300	1,265	1,211	1,120	0,983	0,811	0,631	—
	k	2,37	2,42	2,48	2,59	2,81	3,20	3,87	4,98	—
0	ε	$\pi/2$	1,545	1,508	1,450	1,350	1,192	0,988	0,772	—
	k	2,00	2,033	2,083	2,167	2,327	2,636	3,18	4,07	—
0,5	ε	2,029	2,006	1,972	1,918	1,815	1,637	1,378	1,086	—
	k	1,548	1,566	1,593	1,638	1,731	1,919	2,280	2,893	—
0,75	ε	2,456	2,442	2,421	2,385	2,310	2,160	1,888	1,519	—
	k	1,279	1,286	1,298	1,317	1,360	1,454	1,664	2,063	—
1,0	ε	π	π	π	π	π	π	π	π	—
	k	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	—
1,25	ε	3,790	3,765	3,730	3,682	(3,608)	(3,510)	(3,403)	(3,309)	π
	k	0,829	0,834	0,842	0,853	(0,871)	(0,895)	(0,923)	(0,949)	1,00
1,5	ε	4,078	4,03	3,968	(3,880)	(3,753)	(3,599)	(3,447)	(3,327)	π
	k	0,770	0,779	0,792	(0,810)	(0,837)	(0,873)	(0,911)	(0,944)	1,00
2,0	ε	4,275	4,21	(4,13)	(4,02)	(3,853)	(3,657)	(3,474)	(3,337)	π
	k	0,735	0,746	(0,760)	(0,782)	(0,815)	(0,859)	(0,904)	(0,941)	1,00
∞	ε	4,493	(4,42)	(4,32)	(4,18)	(3,972)	(3,727)	(3,506)	(3,349)	π
	k	0,700	(0,711)	(0,727)	(0,752)	(0,791)	(0,843)	(0,896)	(0,938)	1,00
	ε	4,493	4,29	4,07	3,830	3,591	3,405	3,286	3,204	π
	k	0,700	0,732	0,773	0,820	0,875	0,923	0,955	0,981	1,00

Tabelle 2.

$\frac{E J b}{E_0 J_0 h}$										
h/h_r		0	0,1	0,25	0,5	1,0	2	4	8	∞
-2,0	ε	1,926	1,894	1,839	1,759	1,637	1,479	1,316	1,181	0,963
	k	1,631	1,659	1,708	1,736	1,919	2,124	2,387	2,660	3,262
-1,5	ε	2,106	2,062	2,003	1,918	1,786	1,615	1,435	1,288	1,053
	k	1,492	1,524	1,563	1,638	1,759	1,945	2,189	2,439	2,933
-1,0	ε	2,332	2,286	2,221	2,129	1,985	1,793	1,594	1,428	1,166
	k	1,347	1,374	1,414	1,476	1,583	1,752	1,971	2,200	2,694
-0,5	ε	2,648	2,600	2,532	2,430	2,267	2,050	1,820	1,627	1,324
	k	1,186	1,208	1,241	1,293	1,386	1,532	1,726	1,931	2,373
0	ε	π	3,090	3,017	2,904	2,717	2,456	2,175	1,940	$\pi/2$
	k	1,00	1,017	1,041	1,082	1,156	1,279	1,444	1,619	2,00
0,5	ε	4,058	4,012	3,942	3,823	3,600	3,254	2,860	2,532	2,029
	k	0,774	0,783	0,797	0,822	0,873	0,965	1,098	1,241	1,548
1,0	ε	2 π	(6,18)	(6,03)	(5,81)	(5,43)	(4,91)	4,35	3,880	π
	k	0,50	(0,508)	(0,521)	(0,541)	(0,579)	(0,640)	0,722	0,810	1,00
1,5	ε	2 π	(6,18)	(6,04)	(5,83)	(5,51)	(5,13)	(4,77)	4,49	4,078
	k	0,50	(0,508)	(0,520)	(0,539)	(0,570)	(0,612)	(0,659)	0,700	0,770
2,0	ε	2 π	(6,18)	(6,04)	(5,83)	(5,52)	(5,16)	(4,84)	(4,60)	4,275
	k	0,50	(0,508)	(0,520)	(0,539)	(0,569)	(0,609)	(0,649)	(0,683)	0,735
∞	ε	2 π	(6,18)	(6,04)	(5,83)	(5,53)	(5,19)	(4,91)	(4,73)	4,493
	k	0,50	(0,508)	(0,520)	(0,539)	(0,568)	(0,605)	(0,640)	(0,664)	0,700
	ε	2 π	5,99	5,66	5,33	5,02	4,79	4,65	4,58	4,493
	k	0,50	0,524	0,555	0,589	0,625	0,656	0,676	0,686	0,700

Tabelle 3.

h/h_r	$\frac{E J b}{E_0 J_0 h}$	0	0,125	0,25	0,5	1,0	2	4	∞
-2,0	ε	1,926	1,834	1,750	1,608	1,402	1,150	0,892	—
	k	1,63	1,72	1,80	1,96	2,24	2,73	3,52	—
-1,5	ε	2,106	2,00	1,910	1,756	1,534	1,258	0,980	—
	k	1,49	1,57	1,65	1,79	2,05	2,50	3,21	—
-1,0	ε	2,332	2,220	2,120	1,956	1,710	1,406	1,094	—
	k	1,35	1,42	1,48	1,61	1,84	2,24	2,88	—
-0,5	ε	2,648	2,530	2,422	2,240	1,966	1,622	1,262	—
	k	1,19	1,24	1,30	1,41	1,60	1,94	2,49	—
0	ε	π	3,016	2,90	2,70	2,384	1,976	1,544	—
	k	1,00	1,041	1,084	1,164	1,318	1,590	2,035	—
0,5	ε	4,048	3,944	3,836	3,630	3,274	2,756	2,172	—
	k	0,778	0,797	0,819	0,866	0,960	1,140	1,447	—
0,75	ε	4,91	4,84	4,77	(4,62)	(4,32)	(3,78)	3,04	—
	k	0,640	0,649	0,659	(0,680)	(0,727)	(0,832)	1,034	—
1,0	ε	2π	(2 π)	(2 π)	(2 π)	(2 π)	(2 π)	(2 π)	—
	k	0,50	(0,50)	(0,50)	(0,50)	(0,50)	(0,50)	(0,50)	—
1,25	ε	(7,58)	(7,46)	(7,36)	(7,22)	(7,02)	(6,81)	(6,62)	(2 π)
	k	(0,414)	(0,421)	(0,427)	(0,435)	(0,448)	(0,462)	(0,475)	(0,50)
∞	ε	(8,99)	(8,64)	(8,36)	(7,94)	(7,45)	(7,01)	(6,69)	(2 π)
	k	(0,350)	(0,364)	(0,376)	(0,396)	(0,422)	(0,448)	(0,469)	(0,50)
Zweite antimetrische Knickfigur ($\psi=0$)	ε	2π	(6,03)	(5,81)	(5,43)	(4,91)	(4,35)	(3,880)	π
	k	0,50	(0,521)	(0,541)	(0,578)	(0,640)	(0,722)	(0,810)	1,00
Symmetrische Knickfigur ($\psi=0$)	ε	2π	5,61	5,14	4,58	4,06	3,674	3,431	π
	k	0,50	0,560	0,611	0,686	0,774	0,855	0,916	1,00

ten zugeordneten ε -Zahlen der Tab. 1 noch verdoppelt, dagegen die k -Werte halbiert werden. Die Ergebnisse sind in Tab. 3 und in Abb. 8 angegeben.

Für die symmetrische Knickung gilt die Gleichung

$$\alpha - \beta + 2 \frac{E_0 J_0 h}{E J b} = 0,$$

die nach Einsetzen der Werte aus (3) und einigen Umformungen in

$$\frac{\operatorname{tg} \varepsilon/2}{\varepsilon/2} + \frac{E J b}{E_0 J_0 h} = 0 \quad (28)$$

übergeht. Entsprechende Werte von ε und k sind in der Tab. 3 und in Abb. 8 berücksichtigt.

5. Der Rechteckrahmen mit verschieden steifen Riegeln

Die Verformung des einfach-symmetrischen Rechteckrahmens (Abb. 9a) ist mit drei Drehwinkeln φ_a , φ_b und ψ festgelegt. Zur Verminderung der Zahl der Unbekannten wird folgende Betrachtung angestellt.

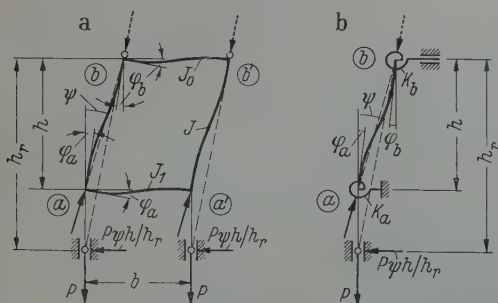


Abb. 9. a. Verformung eines Rahmens mit verschieden steifen Riegeln, b. Ersatzstab.

Ein mit der Last P gedrückter Stab sei an einem Ende mit dem Moment M_{ba} belastet (s. Abb. 4). Das andere Ende sei elastisch eingespannt. Das an diesem Ende auf

den Stab einwirkende Moment ist gleich $-K_a \varphi_a$, wenn mit K_a die Federkonstante der elastischen Einspannung im Knoten bezeichnet wird.

Unter Berücksichtigung von

$$M_{ab} = -K_a \varphi_a \quad (2)$$

ergibt sich aus der ersten Gl. (1)

$$\varphi_a = - \frac{B \varphi_b - (A + B) \psi}{A + K_a}.$$

Aus der zweiten Gl. (1) und (29) folgt unter Berücksichtigung von (30)

$$M_{ba} = \left(A - \frac{B^2}{A + K_a} \right) \varphi_b - (A + B) \left(1 - \frac{B^2}{A + K_a} \right) \psi,$$

$$M_{ab} = K_a \frac{B \varphi_b - (A + B) \psi}{A + K_a}.$$

(3)

Das sind die gesuchten Beziehungen.

Für weitere Berechnungen wird das Rahmenschema durch einen an beiden Enden drehelastisch gestützten Stab ersetzt (Abb. 9b), woraus das obere Ende verschubbefrei ist. Die Last wird durch das an einem Ende lotrechtgeführte Pendel eingeleitet.

Die Federkonstanten für die antimetrische Knickung betragen (Abb. 9a)

$$K_a = - \frac{6 E_1 J_1}{b}, \quad K_b = \frac{6 E_0 J_0}{b}.$$

Die Verformung beim Knicken kann somit mit zwei Drehwinkeln, z. B. φ_b und ψ , festgelegt werden.

Die Momentengleichgewichtsbedingung für den Knoten (b) liefert unter Berücksichtigung der ersten Gl. (31)

$$\left(A - \frac{B^2}{A + K_a} \right) \varphi_b - (A + B) \left(1 - \frac{B}{A + K_a} \right) \psi + K_b \varphi_b = 0.$$

Die Endquerkraft wird mit Hilfe beider Gleichungen (31) ausgedrückt:

$$P \psi + \frac{1}{h} \left[\left(A - \frac{B^2}{A + K_a} \right) \varphi_b - (A + B) \left(1 - \frac{B}{A + K_a} \right) \psi + K_a \frac{B \varphi_b - (A + B) \psi}{A + K_a} \right] = P \frac{h}{h_r} \psi.$$

Die Determinante des Gleichungssystems kann wie folgt geschrieben werden:

$$\begin{vmatrix} A - \frac{B^2}{A + K_a} + K_b, & -(A + B) \left(1 - \frac{B}{A + K_a} \right) \\ A + \frac{B(K_a - B)}{A + K_a}, & Ph \left(1 - \frac{h}{h_r} \right) - (A + B) \left(1 - \frac{B - K_a}{A + K_a} \right) \end{vmatrix} = 0 \quad (32)$$

Das zweite Glied in der ersten Zeile ist, wie leicht nachgeprüft werden kann, dem ersten Glied der zweiten Zeile im Absolutwert gleich.

Die vorher in den Punkten 2, 3 und 4 gelösten Beispiele können als Einzelfälle der Gl. (32) für $K_a = \infty$ und $K_a = K_b$ betrachtet werden.

Literatur:

1. K. Hoening: Die Knicksicherheit der Halbrahmen in den Endfeldern der Druckverbände von Bogentragwerken. Bautechnik (1942) S. 176.
2. E. Chwalla u. F. Jokisch: Über das ebene Knickproblem des Stockwerkrahmens. Stahlbau (1941) S. 33.
3. C. F. Kollbrunner u. M. Meister: Knicken. Berlin-Göttingen-Heidelberg: Springer 1955.
4. G. Bürgermeister u. H. Steup: Stabilitätstheorie I. Berlin: Akademie-Verlag 1957.

Kurze Technische Berichte

DK 624.153.6 : 624.156.072/.073 : 624.043 (047.6)

Die Berechnung von Gründungsbalken und -platten

Allgemeines

Die bemerkenswerte Zunahme von Veröffentlichungen über die Berechnung von Flächengründungen läßt die Wichtigkeit dieser Aufgabe besonders deutlich werden. Gegen ungleichmäßige Setzungen empfindliche Bauweisen zwingen die Entwurfsbearbeiter dazu, bei der Berechnung der Bodenreaktionen dem tatsächlichen Verhalten des Untergrundes weitgehend Rechnung zu tragen, damit die Beanspruchungen und Formänderungen des Gesamtbauwerkes hinreichend genau ermittelt werden können.

Bei den neueren Berechnungsmethoden ist deshalb deutlich eine Entwicklung in Richtung der sogenannten „Steifeizifferverfahren“ zu beobachten, weil hierbei der Boden gegenüber der einfachen Annahme des „Bettungszifferverfahrens“ wirklichtgetreuer als elastisch-isotropes Medium idealisiert wird. Modifizierungen zur Erfassung gewisser Inhomogenitäten des Bodens sind dabei möglich [1].

Unter den neueren Berechnungsverfahren ist eine Veröffentlichung von de Beer, Lousberg und van Beveren bemerkenswert. Der erstgenannte Verfasser hat bereits in früheren Aufsätzen [2] — teilweise in Zusammenarbeit mit Krsmanovic [3] — die Berechnung von Gründungsbalken behandelt. Diese früheren Berechnungsmethoden erzielten erst durch mehrfache Wiederholung eine schrittweise Annäherung an die gesuchte Sohldruckverteilung.

Die nachstehend mitgeteilte, neu entwickelte analytische Methode schaltet teilweise diesen Mangel aus. Sie gilt für den unendlich ausgedehnten, elastisch-isotropen Halbraum mit konstanter bzw. linear mit der Bodenspannung zunehmender Steifeiziffer.

Besonders einfach gestaltet sich die neue Berechnungsmethode für starre bzw. nahezu starre Gründungskörper, bei denen die Setzungen zwangsweise geradlinig verteilt sind. Ein vom Verfasser entwickeltes Steifeizifferverfahren [4, 5] führt auf anderem Wege gleichfalls einfach zum Ziele, jedoch vorläufig nur für symmetrische Belastung, schlanke Gründungsbalken und eine fünffache Unterteilung der Balkenlänge. Von der neuen Berechnungsmethode soll nachstehend nur für starre Gründungskörper die genaue Ableitung mitgeteilt werden. Für elastische Gründungen erscheint die neue Methode noch etwas aufwendig.

Starre Gründungsbalken

a) Symmetrische Belastung

Ausgangspunkt für die Ableitung des Berechnungsverfahrens ist die Boussinesqsche Setzungsgleichung (1) für den Eckpunkt M einer schlaffen, rechteckförmigen Gleichlast auf dem unendlich ausgedehnten, elastisch-isotropen Halbraum mit konstanter Steifeiziffer E_s (Abb. 1).

$$s_{M,m} = \frac{p_m}{\pi \cdot E_s} \left[x \ln \cot \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\alpha}{2} \right) + y \ln \cot \frac{\alpha}{2} \right]; \quad (1)$$

$$\tan \alpha = \frac{y}{x}$$

Es ist zweckmäßig, einen sogenannten Setzungsgleichwert $t_{M,m}$ einzuführen (2).

$$t_{M,m} = E_s \cdot \pi \cdot s_{M,m} = p_m \left[x \ln \cot \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\alpha}{2} \right) + y \ln \cot \frac{\alpha}{2} \right]. \quad (2)$$

Man setzt vereinfachend voraus, daß der Sohldruck in der Querrichtung des schlanken Balkens gleichmäßig verteilt ist. Wird die Grundrißfläche des Balkens in beliebig viele, gleich große und rechteckförmige Abschnitte I, II, III usw. unterteilt, und nimmt man ferner an, daß unter einer solchen Teilfläche ein gleichmäßig verteilter Sohldruck herrscht, so ergibt sich die Setzung in dem Mittelpunkt M einer beliebigen Teilfläche infolge einer Belastung p_m auf dem schraffierten Rechteck $x_0; x_1; y$ (Abb. 2) durch zweimaligen Ansatz der Gleichung (2), und zwar einmal mit dem Rechteck $M; x_1; y$ (3) und zum anderen mit dem Rechteck $M; x_0; y$ (4). Die Ergebnisse müssen voneinander abgezogen werden (5).

$$t_{M,1} = p_m \left[x_1 \ln \cot \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\alpha_1}{2} \right) + y \ln \cot \frac{\alpha_1}{2} \right], \quad (3)$$

$$t_{M,0} = p_m \left[x_0 \ln \cot \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\alpha_0}{2} \right) + y \ln \cot \frac{\alpha_0}{2} \right], \quad (4)$$

$$s_{M,0,1} = s_{M,1} - s_{M,0} = \frac{1}{\pi \cdot E_s} \cdot (t_{M,1} - t_{M,0}). \quad (5)$$

Die noch unbekannte, symmetrische Sohldruckfläche unter dem Balken, dessen Belastungsergebende P in der Symmetrieachse angreift, wird näherungsweise rechts und links der Symmetrieachse durch n gleich breite Sohldruckrechtecke ersetzt, so

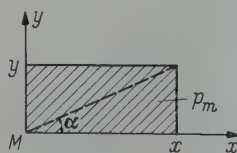


Abb. 1.

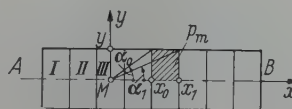


Abb. 2.

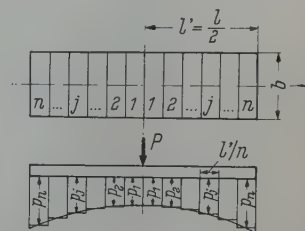


Abb. 3.

daß ein abgetreppter Linienzug entsteht (Abb. 3). Die n unbekannten Bodenreaktionen p_j werden beiderseits — an der Symmetrieachse beginnend — nach außen numeriert (Abb. 3). Zu diesen n Unbekannten kommt noch die unbekannte Setzung s_m , bzw. der Setzungsgleichwert $t_m = \pi \cdot E_s \cdot s_m$ hinzu. Diese Setzung ist in jedem Punkt gleich, da der Balken symmetrisch belastet und starr ist. Man erhält also insgesamt $n + 1$ Unbekannte.

Die $n + 1$ Bestimmungsgleichungen für die Unbekannten werden wie folgt gefunden:

1. Gleichgewichtsgleichung der vertikalen Kräfte:

$$P = 2 \sum_{j=1}^{j=n} \frac{l'}{n} \cdot b \cdot p_j = 2 \frac{l'}{n} \cdot b \sum_{j=1}^{j=n} p_j; \quad (6)$$

$$p_m = \frac{p}{2 \cdot b \cdot l'} = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{j=n} p_j. \quad (7)$$

Setzt man

$$q_i = \frac{p_j}{p_m}, \quad (8)$$

so formt sich Gleichung (7) wie folgt um:

$$1 = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{j=n} q_i. \quad (9)$$

2. Die gleich großen Setzungsgleichwerte t_m unter den Mittelpunkten M der n Balkenabschnitte rechts und links der Symmetrieachse werden durch die Setzungsanteile der n unbekannten Bodenreaktionen p_j ausgedrückt. Man erhält auf diese Weise weitere n Bestimmungsgleichungen. Die allgemeine Ableitung einer solchen Bestimmungsgleichung zeigt die Abb. 4. Betrachtet wird der Mittelpunkt M_j der Grundfläche einer beliebigen Teilreaktion p_j . Er zerteilt den Balken auf der rechten Seite in $\sum i = n - j + 1$ Abschnitte und auf der linken Seite in $\sum k = j + n$ Abschnitte. Es ist zu beachten, daß die Abschnitte $i = 1$ und $k = 1$ nur die halbe Länge der übrigen Abschnitte besitzen.

Balkenseite rechts von M_j :

Zunächst soll der Setzungsgleichwert des Punktes M_j unter dem Einfluß der Bodenreaktion p_j im ersten Abschnitt $i = 1$ ermittelt werden. Er errechnet sich aus dem Ansatz der Gleichung (2) auf die entsprechenden Rechtecke, die über und unter der Balkenlängsachse liegen.

$$t_{M,j,i=1} = 2 p_j \left[\frac{l'}{2n} \cdot \ln \cot \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\alpha_1}{2} \right) + \frac{b}{2} \cdot \ln \cot \frac{\alpha_1}{2} \right]. \quad (10)$$

Setzt man $b' = b/2$ und $\delta = b/l = b'/l'$ (11), so erhält man

$$t_{M_j, i=1} = l \cdot p_j \left[\frac{1}{2n} \cdot \ln \cot \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\alpha_1}{2} \right) + \delta \cdot \ln \cot \frac{\alpha_1}{2} \right]. \quad (12)$$

Als Vereinfachung wird eingeführt:

$$T_1 = \frac{1}{2n} \cdot \ln \cot \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\alpha_1}{2} \right) + \delta \cdot \ln \cot \frac{\alpha_1}{2}. \quad (13)$$

Mit Hilfe der Gleichungen (8) und (13) geht die Gleichung (10) in folgende einfache Form über:

$$t_{M_j, i=1} = l \cdot p_m \cdot q_i \cdot T_1. \quad (14)$$

Die Setzungsgleichwerte des Punktes M_j unter dem Einfluß der Bodenreaktionen in den übrigen Abschnitten $i > 1$ mit

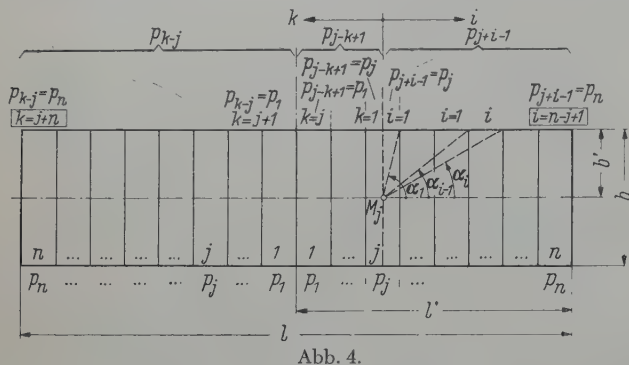


Abb. 4.

doppelter Breite gegenüber dem Abschnitt $i = 1$ errechnen sich nach folgender Gleichung:

$$t_{M_j, i > 1} = l \cdot p_{j+i-1} \left[\frac{1}{n} \left(i - \frac{1}{2} \right) \ln \cot \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\alpha_i}{2} \right) - \frac{1}{n} \left(i - \frac{3}{2} \right) \ln \cot \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\alpha_{i-1}}{2} \right) + \delta \left(\ln \cot \frac{\alpha_i}{2} - \ln \cot \frac{\alpha_{i-1}}{2} \right) \right]. \quad (15)$$

Als Vereinfachung wird eingeführt:

$$T_i = \left\{ \frac{1}{n} \left[\left(i - \frac{1}{2} \right) \ln \cot \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\alpha_i}{2} \right) - \left(i - \frac{3}{2} \right) \ln \cot \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\alpha_{i-1}}{2} \right) \right] + \delta \left(\ln \cot \frac{\alpha_i}{2} - \ln \cot \frac{\alpha_{i-1}}{2} \right) \right\}. \quad (16)$$

Mit Hilfe der Gleichungen (8) und (16) geht die Gleichung (15) in folgende einfache Form über:

$$t_{M_j, i > 1} = l \cdot p_m \cdot q_{j+i-1} \cdot T_i. \quad (17)$$

Die Faktoren T_1 (13) und T_i (16) können leicht allgemein berechnet und tabelliert werden, da sie nur von δ , n und der Lage des jeweiligen Balkenabschnittes abhängen.

Den Setzungsgleichwert $t_{M_j, r}$ des Punktes M_j infolge der

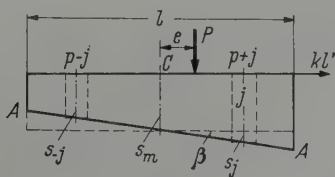


Abb. 5.

Bodenreaktionen in allen Abschnitten rechts von M_j erhält man durch Summation.

$$t_{M_j, r} = \sum_{i=1}^{i=n-j+1} t_{M_j, i} = l \cdot p_m \sum_{i=1}^{i=n-j+1} q_{j+i-1} \cdot T_i. \quad (18)$$

Balkenseite links von M_j :

Die der Gleichung (18) entsprechende Setzungsgleichung für die linke Balkenseite wird in sinngemäß gleicher Weise abgeleitet. Sie lautet:

$$t_{M_j, l} = l \cdot p_m \left[\sum_{k=1}^{k=j} q_{i-k+1} \cdot T_k + \sum_{k=j+1}^{k=n+j} q_{k-j} \cdot T_k \right]. \quad (19)$$

Aus den Gleichungen (18) und (19) folgt der endgültige Setzungsgleichwert $t_j = t_m$ unter dem beliebigen Punkt M_j infolge der $2n$ Bodenreaktionen in allen Balkenabschnitten.

$$t_j = t_{M_j, r} + t_{M_j, l} = l \cdot p_m \left[\sum_{i=1}^{i=n-j+1} q_{j+i-1} \cdot T_i + \sum_{k=1}^{k=j} q_{i-k+1} \cdot T_k + \sum_{k=j+1}^{k=n+j} q_{k-j} \cdot T_k \right] = t_m. \quad (20, 21)$$

Diese Bestimmungsgleichung kann n -mal aufgestellt werden. In Verbindung mit der Gleichung (9) ist es möglich, die $n+1$ Unbekannten zu berechnen.

Da die strenge Sohldruckverteilungskurve unter starren Fundamenten an den Rändern sehr stark ausgeprägte Singularitäten zeigt, ist es notwendig, besonders an den Fundamenträndern die Abschnitte klein zu wählen, damit sich der abgetreppte Linienzug der strengen Sohldruckverteilungskurve genügend genau anpaßt.

b) Exzentrische Belastung

In Abb. 5 steht die Belastungserzeugende P auf dem starren Balken um das Maß e exzentrisch.

Die Balkenabschnitte werden wieder an der Mittelachse beginnend nach außen nummeriert und die Setzungen s_j bzw. s_{-j} berechnet.

$$s_{\pm j} = s_m \pm \left(j - \frac{1}{2} \right) \cdot \frac{l'}{n} \cdot \tan \beta. \quad (22)$$

Mit Hilfe der Gleichung (2) errechnet sich der entsprechende Setzungsgleichwert:

$$t_{\pm j} = t_m \pm \left(j - \frac{1}{2} \right) \cdot \frac{l'}{n} \cdot E_s \pi \tan \beta. \quad (23)$$

Diesen $2n$ Bestimmungsgleichungen müssen noch 2 Gleichgewichtsgleichungen hinzugefügt werden.

Das Gleichgewicht der senkrechten Kräfte lautet:

$$p_m = \frac{P}{2b'l'} = \frac{1}{2n} \sum_{j=1}^{j=n} p_j + \frac{1}{2n} \sum_{-j=-n}^{-j=-1} p_{-j}. \quad (24)$$

Mittels Gleichung (8) erhält man folgende allgemeine Form:

$$1 = \frac{1}{2n} \left[\sum_{j=1}^{j=n} q_j + \sum_{-j=-n}^{-j=-1} q_{-j} \right]. \quad (25)$$

Das Momentengleichgewicht um die mittlere Querachse lautet

$$P \cdot e = \frac{b \cdot l'^2}{n^2} \left[\sum_{j=1}^{j=n} p_j \left(j - \frac{1}{2} \right) - \sum_{-j=-n}^{-j=-1} p_{-j} \left(j - \frac{1}{2} \right) \right]. \quad (26)$$

Wird $\varepsilon = e/l'$ (27) gesetzt, so erhält man die allgemeine Gleichung:

$$\varepsilon = \frac{1}{2n^2} \left[\sum_{j=1}^{j=n} q_j \left(j - \frac{1}{2} \right) - \sum_{-j=-n}^{-j=-1} q_{-j} \left(j - \frac{1}{2} \right) \right]. \quad (28)$$

Das System von $2n + 2$ Bestimmungsgleichungen (23), (25), (28) gestattet die Berechnung der Bodenreaktionen $p_1 \dots p_j \dots p_n$, $p_{-1} \dots p_{-j} \dots p_{-n}$ des Setzungsgleichwertes t_m für die Balkenmitte und des Verdrehungswinkels β .

Es ist möglich, dieses System in 2 Systeme von $n+1$ Bestimmungsgleichungen aufzuteilen. Für die numerische Auflösung bedeutet diese Teilung eine Ersparnis an Rechenarbeit. Setzt man

$$\mu_j = \frac{q_j + q_{-j}}{2}, \quad (29) \quad \nu_j = \frac{q_j - q_{-j}}{2}, \quad (30)$$

so ergeben sich unter Fortlassung der Zwischenrechnung die folgenden zwei Systeme:

System 1 ($n+1$ Gleichungen):

$$1 = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{j=n} \mu_j, \quad (31)$$

$$t_m = l \cdot p_m \left[\sum_{i=1}^{i=n-j+1} \mu_{j+i-1} \cdot T_i + \sum_{k=1}^{k=j} \mu_{j-k+1} \cdot T_k + \sum_{k=j+1}^{k=n+j} \mu_{k-j} \cdot T_k \right]. \quad (32)$$

System 2 ($n + 1$ Gleichungen):

$$\varepsilon = \frac{1}{n^2} \sum_{j=1}^{j=n} v_j \left(j - \frac{1}{2} \right), \quad (33)$$

$$\left(j - \frac{1}{2} \right) \cdot \frac{1}{2n} \cdot E_s \cdot \pi \cdot \tan \beta = p_m \left[\sum_{i=1}^{i=n-j+1} v_{j+i-1} \cdot T_i + \sum_{k=1}^{k=j} v_{j-k+1} \cdot T_k - \sum_{k=j+1}^{k=n+j} v_{k-j} \cdot T_k \right]. \quad (34)$$

Die Gleichungen (31) und (32) entsprechen den Gleichungen (9) und (21) für symmetrische Belastung, da in diesem Falle $\mu_j = 0_j$ wird.

Die unbekannten Bodenreaktionen errechnen sich aus folgenden Beziehungen:

$$p_j = p_m \cdot 0_j = (\mu_j + v_j) \cdot p_m, \quad (35)$$

$$p_{-j} = p_m \cdot 0_{-j} = (\mu_j - v_j) \cdot p_m. \quad (36)$$

Anwendungsbeispiele

Zum Vergleich sind in Abb. 6 die abgetreptten Sohldruckverteilungskurven unter einem symmetrisch (Kurve 1) und einem exzentrisch (Kurve 2) belasteten, starren Balken überlagert worden. Das Seitenverhältnis des Balkens beträgt $b/l = 1,50/6,00 = 1/4$. Als Untergrund ist ein unendlich ausgedehnter, elastisch-isotroper Halbraum mit einer konstanten Steifeiziffer E_s angenommen worden. Die gewählte Unterteilung in $2n = 20$ Abschnitte dürfte für praktische Fälle — trotz der singulären Spannungsspitzen an den Balkenenden — im allgemeinen ausreichend sein. Eine etwas bessere Annäherung würde man durch dreiecksförmige Unterteilung des Sohldruckes, die eine geknickte Näherungskurve liefert, erhalten [4].

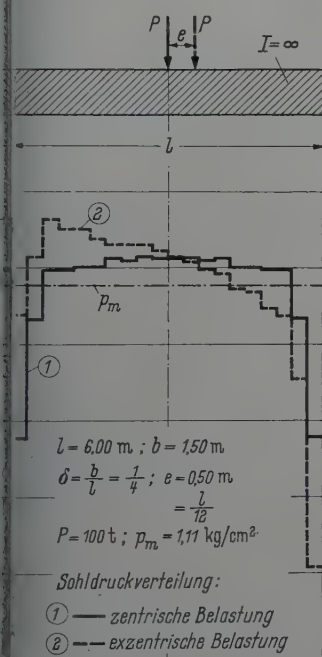


Abb. 6.

Elastische Gründungsbalken

Beim elastischen Gründungsbalken ist die Verteilung der Setzungen nicht mehr geradlinig. Man geht jetzt von der Voraussetzung aus, daß die Setzungskurve des Bodens mit der Durchbiegungskurve des Balkens zusammenfällt. Zur Ableitung der entsprechenden Verformungsgleichungen wird von den Verfassern ein Verteilungsgesetz des gesuchten Sohldruckes in Form einer Parabel beliebiger wählbaren Grades angenommen. Auf diese Weise ergeben sich verschiedene Bestimmungsgleichungen, deren Anzahl mit dem Parabelexponenten des Sohldruckverteilungsgesetzes zunimmt. Die angefügten Beispiele zeigen sehr anschaulich, daß im allgemeinen eine befriedigende Genauigkeit der Ergebnisse erst bei höheren Grades der Sohldruckparabel — beispielsweise 6. Grades — erreicht wird. Da die strenge Sohldruckkurve nicht unbedingt nur einem para-

bolischen Gesetz zu folgen braucht, ist nicht gesagt, daß sich mit einer Steigerung des Parabelgrades die Genauigkeit der berechneten Sohldruckkurve entscheidend verbessert. Die richtige Wahl des parabolischen Sohldruckverteilungsgesetzes und die Beurteilung des Genauigkeitsgrades ist bei der an sich mathematisch eleganten Berechnungsmethode nicht immer leicht. Ein vom Bericht entwickeltes Berechnungsverfahren [4] umgeht diese Schwierigkeit, jedoch bleibt auch bei dieser Näherungsmethode eine gewisse Ungenauigkeit infolge der Singularitätserscheinungen an den Fundamenträndern bestehen. Der Balken muß außerdem in eine genügend große Anzahl von Abschnitten unterteilt werden.

Starre Gründungsplatten

Praktisch starre Flächen Gründungen (z. B. Brückenwiderlager und -pfeiler, Turmfundamente usw.) besitzen im allgemeinen eine sehr unterschiedliche und meistens nicht mehr schlanke Grundrißform und sie werden in der Regel exzentrisch belastet. Ein Verfahren zur Berechnung der Sohldruckverteilung unter solchen Fundamenten muß daher möglichst allgemeingültig sein.

Das nachstehend mitgeteilte Näherungsverfahren für starre Platten kommt dieser Forderung schon nahe. Es gilt für beliebige Flächenform und exzentrische Belastung, jedoch nur für einen unendlich ausgedehnten, elastisch-isotropen Halbraum mit konstanter bzw. mit der Bodenspannung geradlinig zunehmender Steifeiziffer.

a) Konstante Steifeiziffer

Gegeben sei ein starres Fundament mit beliebiger Grundrißform. Die Resultierende P der angreifenden Kräfte besitzt die Exzentrizität e zur Mittelachse. Unter dem Einfluß der exzentrischen Belastung wird die Platte AB die Stellung $A''B''$ einnehmen (Abb. 7). Die Sohlfläche unterteilt man — je nach dem gewünschten Genauigkeitsgrad der gesuchten Sohldruckverteilung — in eine beliebige Anzahl kleiner Rechtecke $a''a''$, die möglichst Quadratform besitzen sollen. Die gesuchten Bodenreaktionen unter diesen „Elementar-Rechtecken“ werden durch Einzelkräfte, die in den Flächenschwerpunkten wirken, ersetzt. Aus den Setzungen der einzelnen Elementar-Rechtecke leiten sich die Bestimmungsgleichungen der Bodenreaktionen ab. Beispielsweise ergibt sich die Setzung s_a des Rechteckes A_1 aus der Summe der Setzungen, die durch die angenommenen Einzelkräfte unter den übrigen Elementar-Rechtecken hervorgerufen wird.

Wirkt eine Einzellast P zentrisch auf einen halbkugelförmigen Grundkörper (Radius r_0), der wiederum in die Oberfläche eines unendlich ausgedehnten, elastisch-isotropen Halbraumes mit konstanter Steifeiziffer eingreift (Abb. 8), so ist die Setzung dieser Gründung

$$s_0 = \frac{1}{E_s} \int_0^{r_0} \sigma_z dz. \quad (37)$$

Nach Boussinesq ist die lotrechte Bodenspannung in der verlängerten Mittelachse der Gründung

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi \cdot z^2}. \quad (38)$$

Folglich:

$$s_0 = \frac{3P}{2\pi \cdot E_s} \cdot \frac{1}{r_0}. \quad (39)$$

Für die Setzung s in einem beliebigen Abstand r vom Kraftangriffspunkt kann näherungsweise gleichfalls geschrieben werden:

$$s = \frac{3P}{2\pi \cdot E_s} \cdot \frac{1}{r}. \quad (40)$$

Dies ist nicht die strenge Formel von Boussinesq für die Setzungen der Oberfläche des elastisch-isotropen Halbraumes mit konstanter Steifeiziffer in einem Abstand r vom Angriffspunkt der Einzellast. Von den Verfassern werden jedoch eingehende Betrachtungen über die wahrscheinlich zu erwartenden, wirklichen Setzungen angestellt. Da der Erdboden eine mit der Tiefe und in der Querrichtung veränderliche Steifeiziffer besitzt und außerdem statt einer Punktlast ein mehr oder weniger ausgedehntes, starres Flächenelement betrachtet wird, sind wesentlich größere Setzungswerte der Oberfläche zu erwarten als nach der strengen Formel von Boussinesq. Dies gilt besonders für verhältnismäßig große Flächenelemente, wie sie durchweg bei der Unterteilung von Fundamentsohlen angenommen werden. Die Formel (40) bedeutet deshalb eine sehr brauchbare Näherung.

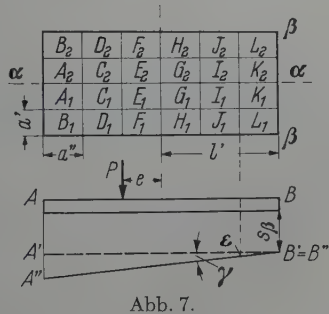


Abb. 7.

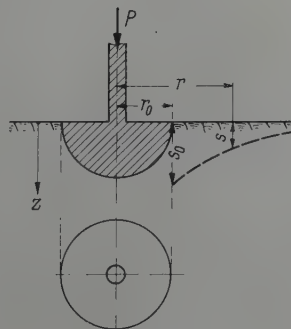


Abb. 8.

Aus den Formeln (39) und (40) ergibt sich nun die nachstehende, sehr einfache Beziehung:

$$s = s_0 \frac{r_0}{r} \quad (40a)$$

Wird die Setzung s_0 für $P = 1$ als Einheit angenommen, so sind die Ordinaten der Einflußlinie der Setzungen gegeben durch

$$i = \frac{r_0}{r} \quad (41)$$

Setzt man nun näherungsweise die Elementar-Rechtecke $a' a''$ je einem Kreis mit dem Radius r_0 gleich,

$$\pi \cdot r_0^2 = a' a'' \quad (42)$$

so nimmt die Einflußliniengleichung (41) folgende Form an:

$$i = \sqrt{\frac{a' a''}{\pi}} \cdot \frac{1}{r} \quad (43)$$

Steht die exzentrische Last P in der Symmetrieachse $\alpha - \alpha$ (Abb. 7), so sind die Bodenreaktionen unter den Elementar-Rechtecken spiegelbildlich gleich und die Anzahl der Unbekannten ermäßigt sich um die Hälfte.

Das Gleichgewicht der senkrechten Kräfte liefert die erste Bestimmungsgleichung. Die unbekannten Bodenreaktionen sollen mit $A, B, \dots, K, L$ bezeichnet werden.

$$2A + 2B + \dots + 2K + 2L = P \quad (44)$$

Das Momentengleichgewicht um die Achse $\beta - \beta$ (Abb. 7) liefert die zweite Bestimmungsgleichung.

$$P(e + l') = (2A + 2B) \cdot \left(n - 1 + \frac{1}{2}\right) \cdot a'' + (2C + 2D) \cdot \left(n - 2 + \frac{1}{2}\right) \cdot a'' + \dots + (2K + 2L) \cdot \frac{1}{2} a'' \quad (45)$$

Die Setzungen der einzelnen Elementar-Rechtecke sind eine Funktion sämtlicher Bodenreaktionen A bis L und der Verdrehung γ der Fundamentsohle. Die Setzung unter der Achse $\beta - \beta$ soll mit s_β und diejenige im Abstand a'' mit $s_\beta + \varepsilon$ bezeichnet werden (Abb. 7). Die übrigen Bestimmungsgleichungen lassen sich nun wie folgt anschreiben:

$$\left. \begin{aligned} s_A &= s_\beta + \left(n - 1 + \frac{1}{2}\right) \cdot \varepsilon = f_1(A, B, \dots, K, L) \\ s_B &= s_\beta + \left(n - 1 + \frac{1}{2}\right) \cdot \varepsilon = f_2(A, B, \dots, K, L) \\ s_C &= s_\beta + \left(n - 2 + \frac{1}{2}\right) \cdot \varepsilon = f_3(A, B, \dots, K, L) \\ &\vdots \\ s_K &= s_\beta + \frac{1}{2} \cdot \varepsilon = f_{11}(A, B, \dots, K, L) \\ s_L &= s_\beta + \frac{1}{2} \cdot \varepsilon = f_{12}(A, B, \dots, K, L) \end{aligned} \right\} \quad (46)$$

Mit den Gleichungen (44, 45, 46) besitzt man ein System von $m + 2$ Bestimmungsgleichungen mit $m + 2$ Unbekannten, worin die Bodenreaktionen A bis L die m Unbekannten darstellen und die Setzung s_β und die Verdrehung γ die 2 übrigen Unbekannten. Die Funktionen f_1 bis f_{12} können mit Hilfe der Einflußkoeffizienten i (Gleichung 43) berechnet werden. Die Koeffizienten besitzen 2 Indices, von denen der erste den Setzungspunkt angibt und der zweite den Angriffspunkt der Bodenreaktionen, von der die Setzung herrührt.

$$\left. \begin{aligned} f_1(A, B, \dots, K, L) &= A(i_{A_1 A_1} + i_{A_1 A_2}) + B(i_{A_1 B_1} + i_{A_1 B_2}) + \dots \\ &\quad + K(i_{A_1 K_1} + i_{A_1 K_2}) + L(i_{A_1 L_1} + i_{A_1 L_2}) \\ f_{12}(A, B, \dots, K, L) &= A(i_{L_1 A_1} + i_{L_1 A_2}) + B(i_{L_1 B_1} + i_{L_1 B_2}) + \dots \\ &\quad + K(i_{L_1 K_1} + i_{L_1 K_2}) + L(i_{L_1 L_1} + i_{L_1 L_2}) \end{aligned} \right\} \quad (47)$$

Die Einflußkoeffizienten haben folgende diagonale Symmetrie, die die Auflösung der Gleichungen erleichtert:

$$i_{A_1 L_1} = i_{L_1 A_1}; \quad i_{A_1 A_1} = i_{L_1 L_1} \dots \quad (48)$$

Um bei dem geschilderten Verfahren eine ausreichende Genauigkeit zu erzielen, muß die Fundamentsohle in möglichst

kleine Elementar-Rechtecke unterteilt werden. Die Auflösung der so entstehenden vielgliedrigen Gleichungssysteme bringt heutzutage bei den Möglichkeiten elektrischer bzw. elektronischer Rechenmaschinen keine besonderen Schwierigkeiten.

b) Mit der Bodenspannung geradlinig zunehmend Steifeiziffer

Eine mit der Bodenspannung — d.h. also auch mit der Tiefe — zunehmende Steifeiziffer kommt dem wirklichen Verhalten des Baugrundes näher als eine konstante Steifeiziffer. An dem vorstehend geschilderten Berechnungsverfahren ändert sich, mit Ausnahme der Gleichung der Setzungseinflußlinie nichts.

Ausgangspunkt ist das Kompressionsgesetz von Terzaghi, das eine lineare Abhängigkeit der Steifeiziffer E_s entsprechend einer Kompressionskonstanten C von der Bodenspannung p annimmt.

$$E_s = C \cdot p \quad (49)$$

Nimmt man — wie im vorhergehenden Abschnitt a — eine zentrische Einzellast P auf einem halbkugelförmigen Grundkörper mit dem Radius r_0 (Abb. 8) in einem Boden mit der Steifeiziffer $E_s = C \cdot p$ an, so errechnet sich die Setzung dieser Gründung aus dem Kompressionsgesetz von Terzaghi.

$$s_0 = \int_{\infty}^{r_0} \frac{dz}{C} \cdot \ln \frac{p_t + \sigma_z}{p_t} \quad (50)$$

p_t = lotrechte Bodenspannung infolge Eigengewicht in der Tiefe z

σ_z = lotrechte Bodenspannung infolge der Einzellast P in der Tiefe z .

Wenn σ_z gegenüber p_t genügend klein geworden ist, läßt sich die Gleichung (50) näherungsweise wie folgt schreiben:

$$s_0 = \frac{1}{C} \int_{\infty}^{r_0} \frac{\sigma_z}{p_t} dz \quad (51)$$

Wird die Gründungssohle an der Erdoberfläche angenommen, so gilt für die Normalspannung p_t mit dem Raumgewicht γ_k des Bodens:

$$p_t = \gamma_k \cdot z \quad (52)$$

Für die lotrechten Spannungen infolge der Einzellast P wird in einem Boden mit veränderlicher Steifeiziffer die empirische Formel von Buisman angenommen:

$$\sigma_z = \frac{2P}{\pi \cdot z^2} \quad (53)$$

Die Gleichung (51) geht jetzt in folgende Form über:

$$s_0 = \frac{1}{C} \int_{\infty}^{r_0} \frac{2P}{\pi \cdot z^2} \cdot \frac{1}{\gamma_k \cdot z} dz = \frac{P}{\pi \cdot \gamma_k \cdot C \cdot r_0^2} = \frac{1}{2} \cdot \frac{2P}{\pi \cdot \gamma_k \cdot C \cdot r_0^2} \quad (54)$$

Unter Hinweis auf die Formel (40) und ihre Begründung kann auch hier mit hinreichender Näherung geschrieben werden:

$$s = \frac{1}{2} \cdot \frac{2P}{\pi \cdot \gamma_k \cdot C \cdot r^2} \quad (55)$$

Hieraus folgt:

$$s = s_0 \cdot \frac{r_0^2}{r^2} \quad (56)$$

Führt man zur Vereinfachung die Konstante

$$c' = \frac{1}{\gamma_k \cdot C}$$

ein, so ergibt sich:

$$s = c' \cdot \frac{P}{\pi \cdot r^2} \quad (57)$$

Da im allgemeinen die Gründungssohle unterhalb der Erdoberfläche liegt, soll nachstehend eine entsprechende Setzungsgleichung abgeleitet werden. Abb. 9 stellt die bereits betrachtete halbkugelförmige Gründung in einer Tiefe h_0 unter der Erdoberfläche dar. Entsprechend Gleichung (54) erhält man jetzt

$$s_0 = \frac{1}{C} \int_{\infty}^{r_0} \frac{2P}{\pi \cdot z^2} \cdot \frac{1}{\gamma_k(z + h_0)} dz = \frac{2P}{\pi \cdot \gamma_k \cdot C} \cdot \frac{1}{r_0^2} \cdot F\left(\frac{h_0}{r_0}\right) \quad (58)$$

Für die Setzung s im Abstand r von der Einzellast P (Abb. 9) erhält man — sinngemäß wie in der Formel (55) — die folgende Gleichung:

$$s = -\frac{2P}{\pi \cdot \gamma_k \cdot C} \cdot \frac{1}{r^2} \cdot F\left(\frac{h_0}{r}\right) \quad (59)$$

Der Funktion $F(h_0/r)$ entspricht folgender Ausdruck:

$$F\left(\frac{h_0}{r}\right) = \frac{h_0}{r} - \ln\left(1 + \frac{h_0}{r}\right) \quad (60)$$

In Abb. 10 ist diese Funktion für verschiedene Werte h_0/r tabelliert und als Kurve aufgetragen worden. Mit dem Wert $h_0/r = 0$, d. h. die Gründungssohle liegt auf der Erdoberfläche, würde die Gleichung (60) einen unbestimmten Wert ergeben. Die Extrapolation der Kurve in Abb. 10 führt jedoch auf den Wert 0,5, der für die Setzungsformel (54) einer Gründung an der Erdoberfläche gilt.

Aus den Gleichungen (58) und (59) ergibt sich:

$$s = s_0 \cdot \frac{r_0^2 \cdot F\left(\frac{h_0}{r}\right)}{r^2 \cdot F\left(\frac{h_0}{r_0}\right)} \quad (61)$$

Wird die Setzung s_0 für $P = 1$ als Einheit angenommen und setzt man näherungsweise die halbkugelförmige Gründung mit

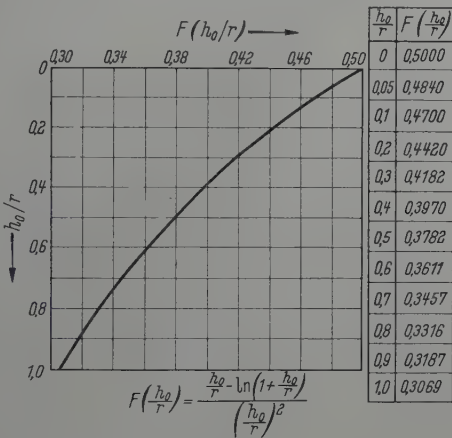


Abb. 10.

dem Radius r_0 wiederum je einem Elementar-Rechteck $a' a''$ gleich, so sind die Ordinaten der Einflußlinie der Setzungen gegeben durch:

$$i = \frac{a' a''}{\pi \cdot r^2} \cdot \frac{F\left(\frac{h_0}{r}\right)}{F\left(\frac{h_0}{r_0}\right)} \quad (62)$$

Diese Einflußordinaten werden sinngemäß in die Gleichungen (47) eingesetzt.

Anwendungsbeispiel

Zum besseren Verständnis des Berechnungsverfahrens für starre Flächengründungen wird nachstehend die kreisförmige und praktisch starre Gründungsplatte eines Wasserturmes berechnet.

Abmessungen und Belastungen des Turmes zeigt Abb. 11. Das Gewicht G beträgt im Leerzustand 3000 t und im gefüllten Zustand 4000 t. Das Gewicht G_f der Gründungsplatte wird der Einfachheit halber dem Bodenaushub gleichgesetzt. Aus der horizontalen Windbelastung von 200 kg/m² errechnen sich die beiden Windkräfte $H_1 = 28,8$ t und $H_2 = 99,4$ t (Abb. 11). Der Untergrund ist Sand mit einem Raumgewicht $\gamma_k = 1,6$ t/m³ und einer Steifeziffer $E_s = C \cdot p$. Der Grundwasserspiegel liegt in sehr großer Tiefe.

Der kreisförmige Grundriß des Fundamentes wird in 24 Elementarquadrate mit der Seitenlänge $a = 23,00/6 = 3,8333$ m

unterteilt (Abb. 12). Da die Gründungssohle 2,00 m unter Geländeoberkante liegt, erhält man

$$h_0 = +16,50 - 14,50 = 2,00 \text{ m} \quad (63)$$

Die Elementarflächen sind Quadrate ($a' = a'' = a$). Entsprechend Gleichung (42) errechnet sich

$$r_0 = \frac{a}{\sqrt{\pi}} = \frac{3,8333}{\sqrt{\pi}} = 2,163 \text{ m}; \quad (64) \quad \frac{h_0}{r_0} = \frac{2,00}{2,163} = 0,9246 \quad (65)$$

Als erläuterndes Beispiel wird nachstehend der Setzungseinflußfaktor $i_{D_1 A_1}$ für die Elementarfläche A_1 berechnet.

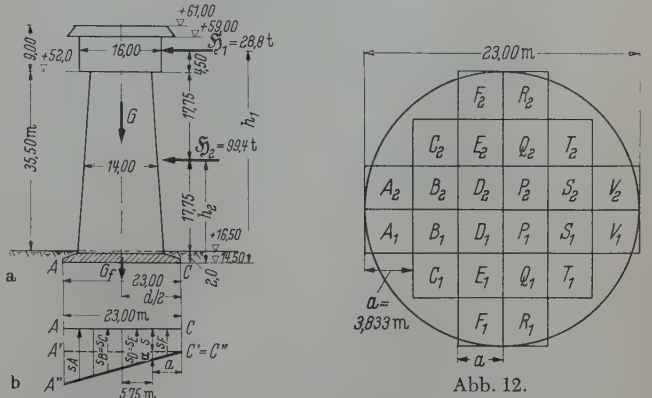


Abb. 11.

Der Radius ergibt sich wie folgt:

$$r = A_1 D_1 = 2a = 7,666 \text{ m}.$$

Hieraus leitet sich ab

$$\frac{h_0}{r} = \frac{2,00}{7,666} = 0,2609.$$

Mit Hilfe der Formel (60) (Abb. 10) findet man folgende Funktionswerte:

$$F\left(\frac{h_0}{r_0}\right) = F(0,9246) = 0,3157; \quad F\left(\frac{h_0}{r}\right) = F(0,2609) = 0,4273.$$

Aus der Formel (62) erhält man

$$i_{D_1 A_1} = \frac{14,6944}{\pi \cdot 7,666^2} \cdot \frac{0,4273}{0,3157} = 0,1077 \quad (66)$$

In sinngemäß gleicher Weise werden die Setzungseinflußfaktoren der übrigen Elementarquadrate berechnet.

Wird die Setzung der Gründungsplatte an der Windseite mit s bezeichnet, so erhalten — auf das vorliegende Beispiel angewandt — die Bestimmungsgleichungen (46) in Verbindung mit den Funktionswerten folgende Form:

$$\begin{aligned} s_A &= s + 5,5 \varepsilon = A(i_{A_1 A_1} + i_{A_1 A_2}) + B(i_{A_1 B_1} + i_{A_1 B_2}) + C(i_{A_1 C_1} + i_{A_1 C_2}) \\ &\quad + D(i_{A_1 D_1} + i_{A_1 D_2}) + E(i_{A_1 E_1} + i_{A_1 E_2}) + F(i_{A_1 F_1} + i_{A_1 F_2}) \\ &\quad + P(i_{A_1 P_1} + i_{A_1 P_2}) + Q(i_{A_1 Q_1} + i_{A_1 Q_2}) + R(i_{A_1 R_1} + i_{A_1 R_2}) \\ &\quad + S(i_{A_1 S_1} + i_{A_1 S_2}) + T(i_{A_1 T_1} + i_{A_1 T_2}) + V(i_{A_1 V_1} + i_{A_1 V_2}); \\ s_B &= s + 4,5 \varepsilon = A(i_{B_1 A_1} + i_{B_1 A_2}) + B(i_{B_1 B_1} + i_{B_1 B_2}) + C(i_{B_1 C_1} + i_{B_1 C_2}) \\ &\quad + D(i_{B_1 D_1} + i_{B_1 D_2}) + E(i_{B_1 E_1} + i_{B_1 E_2}) + F(i_{B_1 F_1} + i_{B_1 F_2}) \\ &\quad + P(i_{B_1 P_1} + i_{B_1 P_2}) + Q(i_{B_1 Q_1} + i_{B_1 Q_2}) + R(i_{B_1 R_1} + i_{B_1 R_2}) \\ &\quad + S(i_{B_1 S_1} + i_{B_1 S_2}) + T(i_{B_1 T_1} + i_{B_1 T_2}) + V(i_{B_1 V_1} + i_{B_1 V_2}) \\ s_C &= s + 4,5 \varepsilon = \dots \end{aligned} \quad (67)$$

Letzten Endes können die 12 Bestimmungsgleichungen in der folgenden einfachen Form angeschrieben werden:

$$\begin{aligned} m_1 A_1 + m_2 B_1 + m_3 C_1 + m_4 D_1 + m_5 E_1 + m_6 F_1 + m_7 P_1 \\ + m_8 Q_1 + m_9 R_1 + m_{10} S_1 + m_{11} T_1 + m_{12} V_1 = s + n \cdot \varepsilon \end{aligned} \quad (68)$$

Die Koeffizienten m_1 bis m_{12} und n sind für die 12 Gleichungen in der Tabelle 1 zusammengestellt worden.

Die Bestimmungsgleichung (44) aus dem Gleichgewicht der senkrechten Kräfte ergibt

$$A_1 + B_1 + C_1 + D_1 + E_1 + F_1 + P_1 + Q_1 + R_1 + S_1 + T_1 + V_1 = \frac{G}{2} \quad (69)$$

Im Hinblick auf die horizontalen Windkräfte tritt der ungünstigste Belastungszustand am leeren Turm ein. In die Gleichung (69) wird deshalb eingesetzt:

$$\frac{G}{2} = \frac{3000}{5} = 1500 \text{ t.}$$

Tabelle 1

m ₁	m ₂	m ₃	m ₄	m ₅	m ₆	m ₇	m ₈	m ₉	m ₁₀	m ₁₁	m ₁₂	n
1,3775	0,5810	0,2910	0,1952	0,1437	0,0915	0,0958	0,0808	0,0612	0,0564	0,0476	0,0371	5,5 (1)
0,5810	1,3775	0,4852	0,5810	0,2910	0,1330	0,1952	0,1437	0,0915	0,0958	0,0808	0,0564	4,5 (2)
0,2910	0,4852	1,0503	0,2910	0,4230	0,2309	0,1437	0,1330	0,1077	0,0808	0,0762	0,0476	4,5 (3)
0,1952	0,5810	0,2910	1,3775	0,4852	0,1580	0,5810	0,2910	0,1330	0,1952	0,1437	0,0958	3,5 (4)
0,1437	0,2910	0,4230	0,4852	1,0503	0,4065	0,2910	0,4230	0,2309	0,1437	0,1330	0,0808	3,5 (5)
0,0915	0,1330	0,2309	0,1580	0,4065	1,0189	0,1330	0,2309	0,3957	0,0915	0,1077	0,0612	3,5 (6)
0,0958	0,1952	0,1437	0,5810	0,2910	0,1330	1,3775	0,4852	0,1580	0,5810	0,2910	0,1952	2,5 (7)
0,0808	0,1437	0,1330	0,2910	0,4230	0,2309	0,4852	1,0503	0,4065	0,2910	0,4230	0,1437	2,5 (8)
0,0612	0,0915	0,1077	0,1330	0,2309	0,3957	0,1580	0,4065	1,0189	0,1330	0,2309	0,0915	2,5 (9)
0,0564	0,0958	0,0808	0,1952	0,1437	0,0915	0,5810	0,2910	0,1330	1,3775	0,4852	0,5810	1,5 (10)
0,0476	0,0808	0,0762	0,1437	0,1330	0,1077	0,2910	0,4230	0,2309	0,4852	1,0503	0,2910	1,5 (11)
0,0371	0,0564	0,0476	0,0958	0,0808	0,0612	0,1952	0,1437	0,0915	0,5810	0,2910	1,3775	0,5 (12)

Die Bestimmungsgleichung (45) aus dem Momentengleichgewicht um die Windseite C (Abb. 11) ergibt:

$$H_1 \cdot h_1 + H_2 \cdot h_2 + G \frac{d}{2} = 2a [5,5 A_1 + 4,5 (B_1 + C_1) + 3,5 (D_1 + E_1 + F_1) + 2,5 (P_1 + Q_1 + R_1) + 1,5 (S_1 + T_1) + 0,5 V_1]. \quad (70)$$

Mit den Kräften und Abmessungen der Abb. 11 errechnet man für die linke Gleichungsseite

$$H_1 \cdot h_1 + H_2 \cdot h_2 + G \frac{d}{2} = 28,8 (4,50 + 17,75 + 17,75 + 2,00) + 99,4 (17,75 + 2,00) + 3000 \frac{23,00}{2} = 4913,66 \text{ tm.} \quad (71)$$

Die 14 Bestimmungsgleichungen (68), (69), (70) liefern die 12 unbekannten Bodenreaktionen A...V, die Setzung s an der Windseite und das Verdrehungsmaß ε auf der Strecke a. Mit Hilfe elektronischer Rechenmaschinen bietet die Lösung eines solchen 14gliedrigen Gleichungssystems keine besonderen Schwierigkeiten.

Die Tabelle 2 bringt in der ersten Spalte die errechneten Bodenreaktionen A...V als Einzelkräfte in t. Zur Ermittlung der spezifischen Bodenreaktionen p müssen die Einzelkräfte jeweils durch den Flächeninhalt eines Elementarquadrates (a² = 14,69 m²) geteilt werden. Die so erhaltenen Werte stehen in der zweiten Spalte der Tabelle 2.

Diesen Pressungswerten muß noch die Bodenreaktion p_{t,0} aus dem Plattengewicht, das gleich dem Gewicht des Aushubes angenommen wurde, hinzugefügt werden. Die endgültigen Sohldruckungen p' bringt die Spalte 3 der Tabelle 2.

Tabelle 2.

t	kg/cm ²	kg/cm ²
A=246,10	p _a =1,675	p' _a =1,995
B= 55,77	p _b =0,380	p' _b =0,700
C=217,90	p _c =1,483	p' _c =1,803
D= 86,42	p _d =0,588	p' _d =0,908
E= 52,12	p _e =0,355	p' _e =0,675
F=208,33	p _f =1,418	p' _f =1,738
P= 75,30	p _p =0,512	p' _p =0,832
Q= 52,18	p _q =0,355	p' _q =0,675
R=173,42	p _r =1,180	p' _r =1,500
S= 46,89	p _s =0,319	p' _s =0,639
T=149,37	p _t =1,017	p' _t =1,337
V=136,19	p _v =0,927	p' _v =1,247

Für den Fall, daß keine horizontalen Windkräfte wirksam sind, ist die Eigengewichtsbelastung des Turmes zentralsymmetrisch, und die Anzahl der Bestimmungsgleichungen ermäßigt sich von 14 auf 7. Es entfallen 6 Bestimmungsgleichungen für die Bodenreaktionen und — da keine Verkantung auftritt — die Bestimmungsgleichung des Momentengleichgewichtes. Die Tabelle 3 bringt entsprechend Tabelle 2 die gesuchten Bodenreaktionen für den Fall einer fehlenden Windbelastung.

In Abb. 13a ist die berechnete Sohldruckverteilung in einem Durchmesser des Fundamentkreises aufgetragen und durch die Kurve m ausgeglichen worden. Abb. 13 b zeigt die entsprechende Sohldruckverteilungskurve h für den Fall einer zusätzlichen Windbelastung in dem Durchmesser des Plattengrundrisses der mit der Windrichtung zusammenfällt. Die in Abb. 13

überlagerten Kurven m und h lassen in der schraffierten Fläche die Veränderung der Sohldruckverteilung infolge einseitiger Windbeanspruchung erkennen.

Die verhältnismäßig großen Sprünge in der Abtreppung der berechneten Sohldruckverteilung bedeuten eine gewisse Unsicherheit bei der Festlegung der kontinuierlichen Ausgleichskurve. Je kleiner die Elementarquadrate — besonders an den Fundamenträndern — gewählt werden, desto genauer läßt sich eine Ausgleichskurve gewinnen. Im vorliegenden Fall erscheint die 6fache Unterteilung des Durchmessers noch reichlich groß.

Tabelle 3.

$$p'_a = p_a + p_{t,0} = p_a + 0,32 \text{ kg/cm}^2$$

$$p_a = \frac{A}{\omega} = \frac{A}{14,69} \text{ t/m}^2$$

$$\varepsilon = 0$$

t	kg/cm ²	kg/cm ²
A=V=193,40	p _a =p _v =1,316	p' _a =p' _v =1,636
B=S= 50,30	p _b =p _s =0,342	p' _b =p' _s =0,662
C=T=188,41	p _c =p _t =1,282	p' _c =p' _t =1,602
D=P= 81,44	p _d =p _p =0,554	p' _d =p' _p =0,874
E=Q= 52,08	p _e =p _q =0,361	p' _e =p' _q =0,681
F=R=183,38	p _f =p _r =1,248	p' _f =p' _r =1,568

Es sei noch darauf hingewiesen, daß die Ergebnisse streng genommen nur für den Fall gelten, daß gleichzeitig mit der Aufbringen des Eigengewichtes schon die maximale Windbelastung wirksam ist. In Wirklichkeit wird sich im allgemeinen nach Fertigstellung des Turmes zunächst eine zentralsymmetrische Sohldruckverteilung entsprechend Kurve m (Abb. 13 a) einstellen, erst dann ist gelegentlich die maximale Windbelastung zu erwarten. Hierbei wird der Punkt A zusätzlich belastet und der Punkt C entlastet. Die Kurve h ist unter der Voraussetzung berechnet worden, daß die Kompressionskonstante C des Bodens gleich der Schwellkonstante A ist. Diese Schwellkonstante ist jedoch — besonders bei Sandböden — wesentlich größer als die Kompressionskonstante. Der erhaltene Fehler wird um so unbedeutender, je kleiner die waagrecht Windbelastung gegenüber dem senkrechten Eigengewicht ist. Außerdem liegt die Berechnungsungenauigkeit auf der sicheren Seite, d. h., man berechnet ein größeres Verkippungsmaß, als in Wirklichkeit auftritt.

Die Auflösung der Bestimmungsgleichungen (68), (69), (70) liefert neben den Bodenreaktionen noch die Setzung s an der Windseite und das Verdrehungsmaß ε auf der Strecke a. Die Auflösung ergibt:

$$s = \frac{327,187}{C} \text{ cm,} \quad \varepsilon = \frac{34,164}{C} \text{ cm.}$$

Wählt man beispielsweise für die Kompressionskonstante C = 10 so errechnet sich

$$s = 3,27 \text{ cm,} \quad \varepsilon = 0,34 \text{ cm.}$$

Diese scheinbar genauen Setzungswerte sind jedoch mit denselben Ungenauigkeiten behaftet wie diejenigen einer üblichen Setzungsberechnung.

In Abb. 14 sind die errechneten Bodenreaktionen (kg/cm^2) aus der Tabelle 2 in die entsprechenden Elementarquadrate des Fundamentgrundrisses eingetragen worden. Bemerkenswert sind die großen Pressungsunterschiede im Querschnitt $y-y$ senkrecht zur Windrichtung und die Spannungsanhäufung am Rande.

Vergleichsrechnungen

Bei der Berechnung von mehr oder weniger schlanken Gründungsbalken wird im allgemeinen vereinfachend vorausgesetzt, daß der Sohldruck in der Querrichtung gleichmäßig verteilt ist. Wegen der meistens vorhandenen erheblichen Quersteifigkeit nähert sich jedoch der Sohldruck in der Querrichtung der Boussinesqschen Spannungskurve (Abb. 15). Nur in besonderen Fällen, wenn die Dicke des Fundamentbalkens im Verhältnis zu seiner Breite klein ist — also bei geringer Quer-

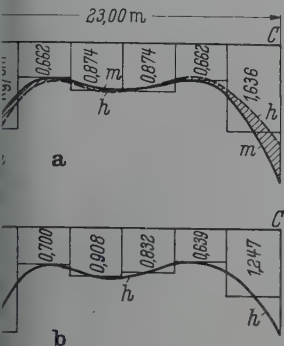


Abb. 13.

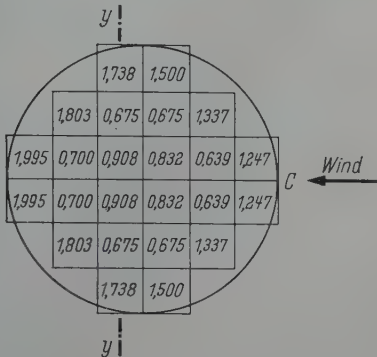


Abb. 14.

steifigkeit —, kann der Sohldruck nahezu eine gleichmäßige Verteilung annehmen (Abb. 16). Für solche Verhältnisse würde dann die Berechnungsannahme zutreffend sein, in allen anderen Fällen ist es denkbar, daß die ungleichmäßige Verteilung des Sohldruckes in der Querrichtung einen Einfluß auf die Sohldruckverteilung in der Längsrichtung — und damit auch auf die inneren Beanspruchungen des Gründungsbalkens — ausübt. Um so eher ist ein solcher Einfluß zu vermuten, je breiter der Balken im Verhältnis zu seiner Länge ist.

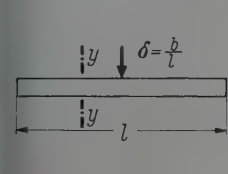


Abb. 15.

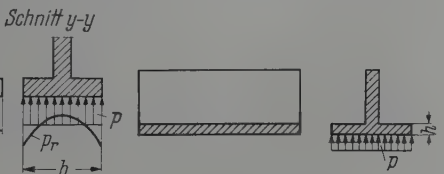


Abb. 16.

Mit der im vorherigen Abschnitt abgeleiteten Berechnungsmethode für starre Gründungsplatten ist es möglich, unter starren, bzw. nahezu starren Gründungsbalken (z.B. schmalen Streifenfundamenten unter steifen Längswänden) die Sohldruckverteilung für beide Richtungen zu bestimmen. Von den Verfassern sind systematische Vergleichsrechnungen in zahlreichen Beispielen mit unterschiedlichen Bodeneigenschaften und wechselnden Seitenverhältnissen durchgeführt worden. Verglichen wurden die Sohldruckverteilungskurven in der Längsrichtung, die sich mit der Annahme eines gleichmäßig und ungleichmäßig verteilten Sohldruckes in der Querrichtung ergaben. In kurzer Zusammenfassung lieferten die Vergleichsrechnungen folgendes Ergebnis:

Auf einem unendlich ausgedehnten Untergrund mit konstanter Steifeiziffer zeigten sich praktisch keine Unterschiede, bei einer veränderlichen Steifeiziffer $E_s = C \cdot p$ waren die Unterschiede sehr gering, sie wurden mit wachsendem Seitenverhältnis b/l größer.

Es ist also unbedenklich, bei der Berechnung sehr steifer Gründungsbalken den Sohldruck in der Querrichtung gleichmäßig verteilt anzunehmen.

Zur weiteren Unterrichtung ist es empfehlenswert, sich die sehr ausführliche Originalarbeit zu verschaffen, da sie zahlreiche, weitere Berechnungsbeispiele bringt, die viele praktische Anregungen bieten.

Zum Schluß möchte ich den Herren Dipl.-Ing. Domke und Dipl.-Ing. Weber, Frankpfahl-Baugesellschaft, Düsseldorf, meinen besonderen Dank für ihre entscheidende Hilfe bei der

Übersetzung der Originalarbeit zum Ausdruck bringen. — [Nach de Beer, Lousberg, van Beveren: Le calcul de poutres et plaques appuyees sur le sol. Annales des Travaux Publics de Belgique (1956), No. 2 et 3.]

Dr.-Ing. H. Graßhoff, Wuppertal-Elberfeld.

Literatur

1. Ohde: Die Berechnung der Sohldruckverteilung unter Gründungskörpern. Bauingenieur 1942, H. 14 und 16.
- Kany: Beitrag zur Berechnung von Flächengründungen. Berlin: Verlag Wilhelm Ernst & Sohn 1958.
- Graßhoff: Zur Frage des „Bettungszifferverfahrens“ bei der Berechnung von Grundbauwerken. Bautechnik (1958), H. 3.
2. de Beer: Calcul de poutres reposant sur le sol. Annales des Travaux Publics de Belgique (1948), H. 6, 8, 10 u. 12.
3. de Beer/Krsmanovic: Calcul de poutres reposant sur le sol. Annales des Travaux Publics de Belgique (1951), H. 12, (1952), H. 2.
4. Graßhoff: Die Berechnung einachsiger ausgesteifter Gründungsplatten. Bautechnik (1955), H. 12.
5. Graßhoff: Influence of Flexural Rigidity of Superstructure on the Distribution of Contact Pressure and Bending Moments of an Elastic Combined Footing. Proceedings of the 4. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. I, London, August 1957, S. 300—306.

DK 624.151.6 : 72.011.27 (421) (047.6)

Hochhaus-Gründung im London Ton

Die Hochbauten der Shell-Hauptverwaltung in London mit einem 103 m hohen Turmgebäude am Ufer der Themse (auf dem Gelände der Ausstellung von 1951) wurden in London Ton gegründet (Eozän-Ton des Tertiär), der hier etwa 30 m dick ist. Für die meisten Londoner Gebäude von selten mehr als 10 bis 12 Stock reicht eine Platten- oder Rost-Gründung aus. Aber bei den stark unterschiedlichen Lasten dieses Komplexes traten Pro-

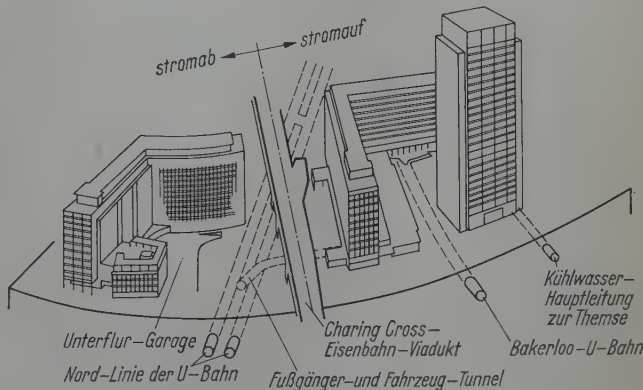


Abb. 1. Skizze des Baukomplexes.

bleme der Hebung und Bodensetzung nebeneinander auf, verschärft durch zwei Untergrundbahnstrecken und einen Eisenbahnviadukt, die das Baugelände kreuzen. (Vgl. Abb. 1.)

Die Bakerloo-Strecke besteht aus zwei gußeisernen, übereinander angeordneten Rohrsträngen, von denen der obere nur 1,50 m Abstand von den Fundamenten der Gebäude hat. Die

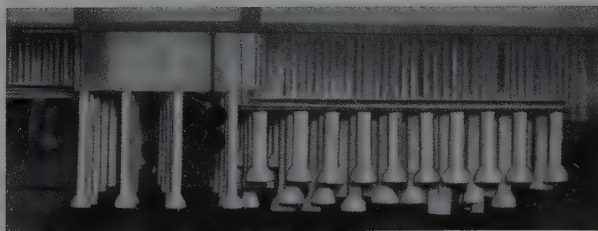


Abb. 2. Schema der Pfahlgründung.

Gefahr war zweifach gegeben: bei der Entlastung des Bodens durch Ausschachtung tritt eine Aufwärtsbiegung ein, und außerdem waren Schäden zu befürchten aus dem Wechsel der radialen Belastung auf den Querschnitt.

Die niedrigen Bauteile des stromabwärts gelegenen Gebäudes boten bei Plattengründung keine Schwierigkeiten. Der Turmbau indes mit der einseitigen Zusatzlast des einen Flügels des Γ -förmigen Traktes mußte nach 50 Jahren um 5 cm schief stehen. Eine Fuge um den Turmbau dagegen würde in der gleichen Zeit eine Höhendifferenz von 18 cm zwischen dem ab-

sinkenden Turm und den benachbarten, nicht überbauten Tiefkellern herbeiführen.



Abb. 3. Vorbohren der Schächte für die Pfeiler.

Diesen Schwierigkeiten entging man durch Tiefgründung auf Rundpfeilern mit Glockenfuß, die Schaftdicken von 1,38 bis 2,15 m ϕ , Fußflächen von 3,40 bis 4,60 m ϕ und Tiefen von 16 bis 23 m aufweisen. Die Schächte und die Pfeiler wurden durch Bohrer vorgebohrt, wie Abb. 3 zeigt.

Mit diesen Pfeilern konnten auch die Tunnelstrecken aus der Gefahrenzone herausgehalten werden. Außerdem wurden die Fundamentplatten jeweils sofort in 10 m breiten Streifen auf den Pfeilern betoniert, die damit zunächst als Bodenanker dienten und das Hochkommen des Tonbodens infolge der Aushubentlastung so weit einschränkten, daß die Bewegungen im Rahmen der möglichen Toleranz des Tunnelrohres in Längsrichtung

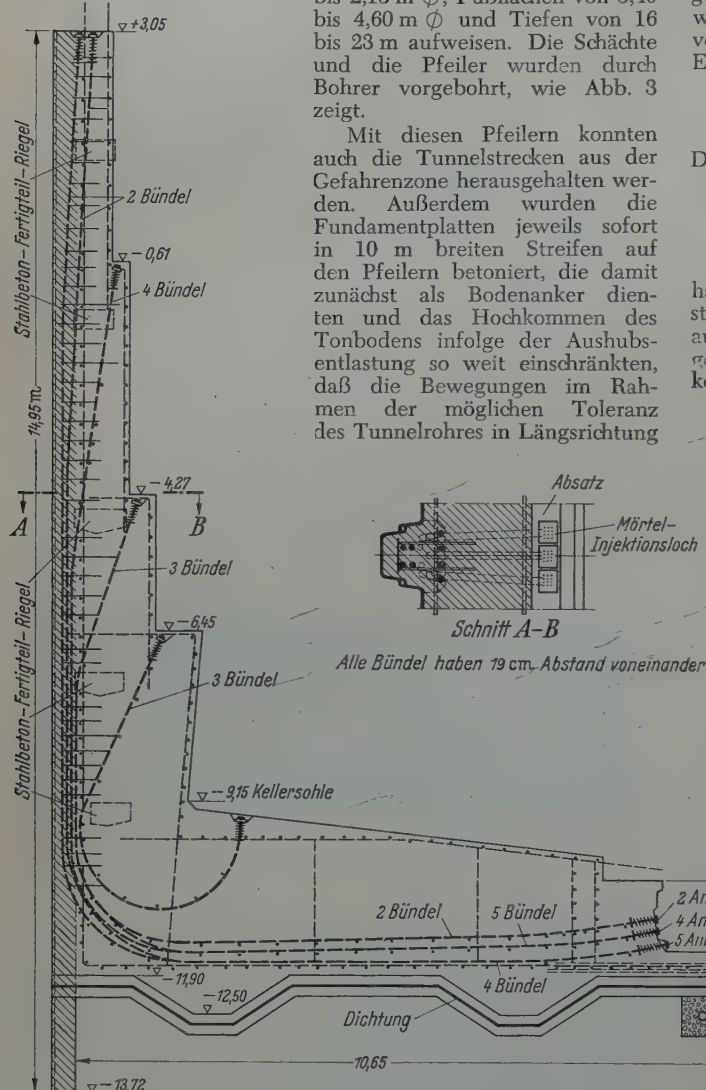


Abb. 4. Winkelstützmauer mit Vorspannung.

blieben. Die Baugrube für die Kellerwände war im Mittel 24 m tief und wurde zwischen zwei im Abstand von 10,50 m angeordneten Spundwänden abschnittsweise ausgehoben und jeweils sofort mit Stahlbeton-Fertigteilen ausgesteift. Diese Aussteifung war gegenüber dem üblichen Holz- oder Profilträgerausbau vorteilhafter wegen der größeren Abstände (Arbeitsraum bzw. dem geringeren Preis. Die aufgehende Wand und Sohlplatte wurden, als Winkelstützmauer nach Abb. 4 vorgespannt mit Bündeln aus 12 Drähten ϕ 7 mm, wobei Stahldrähte mit 16 000 kg/cm² Bruchfestigkeit, die einzeln auf 10 000 kg/cm² vorgespannt wurden, zur Anwendung kamen. Nach Fertigstellung der Winkelstützmauer wurde die innere Spundwand gezogen, die äußere blieb als Bestandteil der Gründung im Boden.

Dann wurde der innere Erdkern ausgehoben, jedoch stets in einem Abstand von 20 m hinter dem zuletzt fertig vorgespannten Winkelmauerabschnitt.

Der als Pumpbeton eingebrachte Beton für die Sohlplatte war B 225, für die Spannbeton-Winkelstützmauer B 350 und für Konstruktionsglieder B 280.

Eine neuartige Kranaufstellung ist bemerkenswert: Um ein schwieriges Umsetzen und Abbauen zu vermeiden, wurden die Turmkräne auf Plattformen gestellt, die auf Spannbetonstützen bis 10 m über die Fundamentplatte hochgeführt waren. Die Plattform wurde später Bestandteil einer Decke, während die entbehrlichen Stützen abgebrochen wurden. Bei den hohen Lasten wären Stahlstützen teurer geworden. — Die Turmkräne unterworfen wurden je Stütze durch fünf Vorspannbündel mit 12 ϕ 7 erfaßt und durch die Spannkraft dieser Bündel (120 t Stütze) auf den Plattformen verankert. Entsprechend langen Ankerstangen ohne Vorspannung hätten Kippbewegungen der Turmkräne durch ihre elastische Verformung ergeben. Die üblichen, nicht für die Kranverankerung benützten Spannglieder waren außerhalb der Stützen geführt, wo sie durch Mauersteinverblendung gegen äußere Einflüsse geschützt waren. — [Na Eng. News Record 18. 6. 1959, S. 60.]

Dr.-Ing. E. Bachus, Frankfurt/M.-Nied.

DK 624.131.212 : 624.131.379 : 624.131.524.2 (047.6)

Modellversuche über die Tragfähigkeit von Sand unter Oberflächengründungen

Im belgischen Rijksinstituut für Bodenmechanik in Gent haben de Beer und Vesic zahlreiche Modellversuche mit starren Lastplatten auf trockenem Sandboden ausgeführt, die auf der Oberfläche belastet wurde. Zweck dieser Untersuchungen war die Gewinnung näherer Angaben über den Tragfähigkeitsbeiwert λ_{pb} der Formel:

$$\sigma_b = c \lambda_{pc} + \gamma_1 t \lambda_{pt} + \gamma_2 b \lambda_{pb}$$

σ_b = mittlere Bruchspannung unter dem starren Gründungsstreifen

c = Haftfestigkeit

γ_1 = Raumgewicht des Bodens über der Gründungssohle

γ_2 = desgl. unter der Gründungssohle

t = Gründungstiefe

b = Breite des Laststreifens

λ = Tragfähigkeitsbeiwerte, abhängig von der Reibung des Bodens.

Wird eine Lastplatte auf die Oberfläche eines Sandbodens aufgebracht, so ist die Tiefe t zu Beginn der Belastung gleich Null. Bei einer Setzung der Lastplatte um s kann jedoch die Größe t im zweiten Glied dieser Gleichung eine, wenn auch nur geringe, Größe annehmen. Bei den Versuchen stellte sich heraus, daß mit zunehmender Lagerungsdichte des Sandes ein Verzahnungswiderstand auftritt, der als Haftfestigkeit erscheint. Ihre Größe konnte aus den Versuchsdigrammen entnommen werden. Bei der Auswertung der Versuche wurden für die Beiwerte λ_{pt} theoretisch von Prandtl ermittelte Zahlen eingesetzt. Bei der Berechnung der Tragfähigkeitsbeiwerte wurden wegen der rechteckigen Grundfläche nach Brinch-Hansen

Korrekturen in die obenstehende Formel eingeführt, und zwar für das Glied λ_{pt} der Beiwert $\alpha_b = \left(1 + 0,2 \frac{b}{a}\right) \left(1 + 0,1 \frac{\gamma_1 \cdot s}{\gamma_2 \cdot b}\right)$ und für das Glied λ_{pb} der Beiwert $\alpha_b = \left(1 - 0,3 \frac{b}{a}\right)$ mit a = Länge der Lastplatte, s = Setzung beim Bruch. Der Tragfähigkeitsbeiwert λ_{pb} , der durch die Modellversuche näher bestimmt werden sollte, ist abhängig vom Reibungswinkel φ . Dieser wiederum ändert sich mit der Lagerungsdichte des eingebrachten Sandes (Abb. 1).

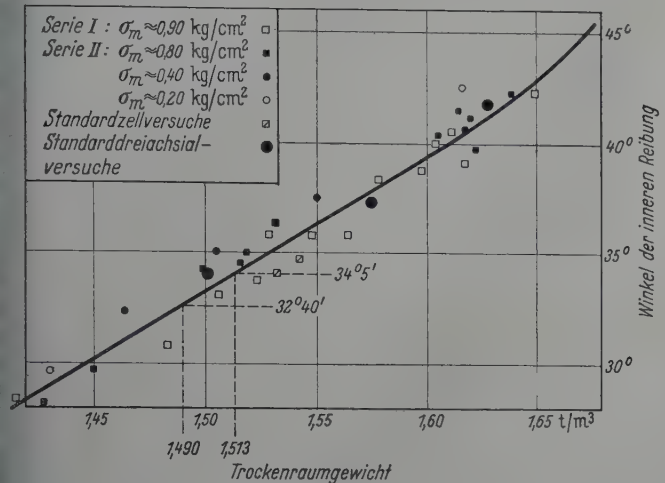


Abb. 1. Abhängigkeit des Reibungswinkels vom Trockenraumgewicht des Sandes nach dreiaxialen Scherversuchen mit anisotroper (Hauptspannungsverhältnis 2:1 = Serie I) und isotroper Verdichtung (Serie II), wobei während des Versuches die mittlere Hauptspannung σ_m konstant gehalten wurde, nach Zellversuchen und nach Standard-Dreiaxialversuchen ohne Aufrechterhaltung einer konstanten mittleren Hauptspannung beim Abscheren.

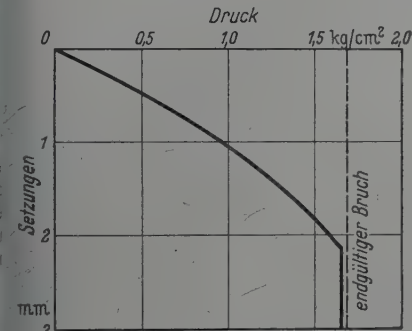


Abb. 2. Typische Drucksetzungslinie für einen dichtgelagerten Sand. Trockenraumgewicht 1,673 t/m³, Lagerungsdichte $D = 0,96$.

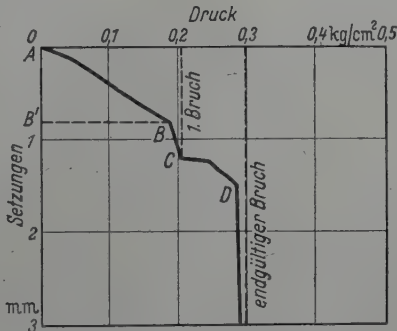


Abb. 3. Typische Drucksetzungslinie für einen mitteldicht gelagerten Sand. Trockenraumgewicht 1,609 t/m³, Lagerungsdichte $D = 0,71$.

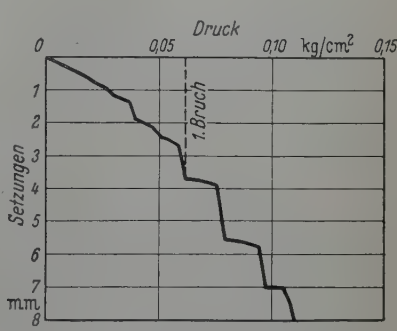


Abb. 4. Typische Drucksetzungslinie für einen locker gelagerten Sand. Trockenraumgewicht 1,448 t/m³, Lagerungsdichte $D = 0,04$.

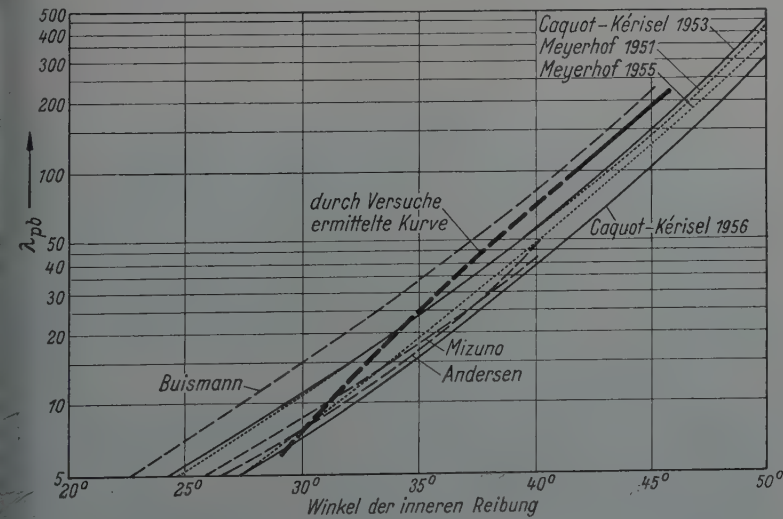


Abb. 5. Abhängigkeit des Tragfähigkeitsbeiwertes λ_{pb} vom Reibungswinkel nach den Versuchsergebnissen und nach verschiedenen Theorien.

Der im Versuchskasten verwendete Sand hatte eine mittlere Korngröße von rd. 0,2 mm und einen Ungleichförmigkeitsgrad von 1,5. Die dichteste Lagerung lag bei einem Trockenraumgewicht von 1,68 t/m³ und die lockerste bei einem Trockenraumgewicht von 1,44 t/m³. Der Sand wurde durch Schütten aus einem Behälter, der in verschiedener Höhe über dem Versuchskasten angebracht war, oder bei den höheren Lagerungsdichten durch künstliche Verdichtung möglichst gleichmäßig eingebracht. Die Lagerungsdichte im Versuchskasten wurde durch Isotopenmessung im Geiger-Müller-Zählrohr sehr genau kontrolliert, so daß die Versuchsbedingungen mit sehr geringen Schwankungen innegehalten werden konnten. Die rechteckigen Versuchsplatten hatten Breiten von 2,54 bzw. 4,87 bzw. 7,62 cm und eine sechsfache Länge. Sie wurden sehr rau mit unterlegtem Schmirgelpapier und halbrauh mit unterlegtem poliertem Glas verwendet, so daß der Einfluß der Rauigkeit des Fundamentes in dem weiten Bereich von $\tan \delta = \tan \varphi$ bis $\tan \delta = 0,23 \cdot \tan \varphi$ verfolgt werden konnte. Die wesentlichste Verschiedenheit der Versuche lag aber in der Lagerungsdichte des lufttrocken eingebrachten Sandes. Die Versuche wurden mit kontrollierter Belastung durchgeführt. Der Einfluß der Versuchsgeschwindigkeit wurde stellenweise untersucht.

Zur Auswertung der Versuchsergebnisse mußte eine Definition der Bruchlast geschaffen werden. Es zeigten sich drei Typen von Brucherscheinungen. Bei sehr dicht gelagertem Sand entstand eine klare Bruchfigur mit Gleitlinien, die sehr gut der Theorie von Prandtl entsprachen. Hierbei ergab sich im Drucksetzungsdiagramm ein deutlich markierter Abfall nach dem Erreichen des Bruchzustandes (Abb. 2). Bei mittlerer Dichte des Sandes setzte nach einer Setzung, die etwa 6 % der Breite des Grundkörpers entsprach, die erste ruckartige Einsenkung ein (Abb. 3), die dann aber wieder gebremst wurde und erst nach einer weiteren Belastung in den endgültigen Bruch überging, der ähnlich ausfiel wie bei dicht gelagertem Sand. Als Bruchpunkt wurde das erste Nachgeben des Bodens festgelegt, und zwar deshalb, weil diese Definition auch auf die dritte Form des Bruches anwendbar ist, die bei locker gelagertem Sand auftritt (Abb. 4). Dort senkt sich die Platte

kontinuierlich ohne deutlich ausgeprägte Bruchgrenze unter der Belastung. Gleitlinien nach Prandtl wurden nicht mehr beobachtet. Vielmehr findet ein Einsinken bei vorwiegend lotrechttem Abscheren des Bodens statt. Aber auch hier konnte das erstmalige Brechen, das sich durch schnelles Laufen der Meßuhren kundtat, deutlich beobachtet werden, und wurde als Bruchpunkt angesehen. Später zeigte sich, daß diese Definition der Bruchlast allgemeine Schlüsse erlaubte, die für alle drei Brucharten verbindlich sind. Sämtliche Bruchpunkte lagen bei Setzungen zwischen 5 und 8 % der Breite. Es wurde beobachtet, daß der endgültige Bruch bei den nicht dichtgelagerten Böden, der mit der Bildung von Gleitfugen verbunden ist, erst bei sehr großen Setzungen eintritt, die für die Praxis nicht tragbar sind, so daß die Festlegung des obigen Bruchkriteriums auch praktische Bedeutung hat. Man kann demnach den Bruch nicht immer dahingehend definieren, daß die Gleitflächen an der Erdoberfläche erscheinen müssen. Bei kontrollierter Verschiebung läßt sich der Bruch nicht so eindeutig festlegen. Man müßte sich dazu entschließen, ihn bei einer Setzung anzunehmen, die etwa 5 % der Breite des Grundkörpers beträgt.

Die Größen des Tragfähigkeitsbeiwertes λ_{pb} , die man in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte und damit von dem Reibungswinkel des Bodens erhielt (Abb. 5), liegen zwischen den theoretisch von verschiedenen Verfassern auf Grund verschiedener Annahmen über die Gleitflächen ermittelten Kurven, und zwar niedriger als die rechnerische Linie von Buisman, aber höher als die meisten anderen Linien, zumindest bei größeren Reibungswinkeln.

Die bisherigen theoretischen Ansätze zur Bestimmung der Tragfähigkeit und der Oberflächenbelastungen liegen somit in der Mehrzahl auf der sicheren Seite. Besonders bei großem Reibungswinkel sind sie jedoch zu vorsichtig und können unwirtschaftliche Abmessungen der Grundkörper liefern. Das gilt etwa von einem Reibungswinkel ab, der höher als 35° liegt. Aus allen Untersuchungen geht hervor, daß die Tragfähigkeit von Oberflächengründungen auf Sandboden in starkem Grade von der Lagerungsdichte des Sandes abhängig ist und daß es daher notwendig ist, vor der Wahl des Tragfähigkeitsbeiwertes λ_{pb} die Lagerungsdichte des Sandes an Ort und Stelle möglichst genau zu bestimmen. Bei der Auswertung der Versuche wurde die Lagerungsdichte vor Versuchsbeginn herangezogen, da sich die Lagerungsdichte während der Versuche ändert, so daß es nicht möglich ist, einen festen Wert dafür anzugeben.

Zwischen den geprüften Grenzen $\text{tg } \delta = \text{tg } \rho$ und $\text{tg } \delta = 0,23 \text{ tg } \rho$ ist der Einfluß der Rauigkeit des Grundkörpers auf die Ergebnisse sehr gering. — [Nach de Beer und Vesić: Etude expérimentale de la Capacité portante du Sable sous des Fondations directes établies en Surface. Annales des Travaux Publics de Belgique (1959) H. 3.] E. Schultze, Aachen.

DK 627.81/.82 (282.272.73) (047.6)

Vom Bau des Oahe-Dammes am Missouri

Am größten Riesenstaubecken des Missouri¹, der Talsperre Oahe mit endgültig 29,1 km³ Stauinhalt, ungefähr 9 km stromauf von Pierre, S.-Dak., gelegen, wurde im August 1958 mit

und Fort Randall², S.-Dak., 320 km flußab mit 7,8 km³ größt Stauinhalt. Oberhalb Garrison ist 1938 noch die Fort Peck-Talsperre mit 24 km³ Stauinhalt erbaut worden. Durch die Oahe-Staubecken soll der Abfluß bei Oahe so reguliert werden, während der Abschlußarbeiten nur die Wassermenge für die Bewässerungszwecke der Gemeinden oberhalb Oahe von etwa 170 m³/s an der Staustelle abfließen soll. Hinzu kommen von unregulierten Nebenflüssen oberhalb Oahe noch 30 bis 120 m³/s. Bei Fort Randall muß u. a. für die Schifffahrt jederzeit 850 m³/s vorhanden sein. Diese Talsperre muß demnach zu Beginn der Arbeiten zum Ausgleich gefüllt sein.

1½ km landwärts von dem rechten Widerlager des Damms ist eine Hochwasserentlastung von 8500 m³/s Leistung insgesamt 139 lfdm beweglichen Verschlüssen vorgesehen. 3 Stollen, die Hochwasserentlastung und das Kraftwerk erfordern etwa 760 000 m³ Beton.

Die 6 Grundablaßstollen von je 5,95 m ϕ sind aus wirtschaftlichen Gründen nicht alle gleich hoch angeordnet. Die Sohle des am meisten wasserseits gebauten Stollens liegt auf +435 m NN. Die Sohle der weiteren Stollen wurden jeweils 1,8 m höher gelegt. Dadurch wurden die Stollen kürzer und deren Zuflußkanäle erhielten weniger hohe und damit stabilere Böschungen.

Sieben Kraftwasserstollen von 7,3 m ϕ führen am linken Ufer durch den Damm zum Kraftwerk mit 595 000 kW Leistung.

Zu Beginn der Bauarbeiten im Jahre 1950 war der Missouri zwischen seinen Ufern ungefähr 1600 m breit. In der Mitte liegt an der Dammbaustelle eine etwa 800 m breite Sandinsel. Das ganze Überschwemmungsgebiet ist von einer rd. 20 m dicken Schicht aus Sand und Schluff auf Schieferthonfelsen überdeckt. 1952 wurde der Kanal östlich der Insel für niedrigere Wasserstände abgesperrt. Der westliche Kanal wurde durch

² Bauingenieur 28 (1953), S. 223 „Fort Randall-Damm, eine Talsperre am Missouri“.



Abb. 1. Einzugsgebiet des Missouri mit den Talsperren.

dem Stau begonnen (Abb. 1 u. 2). Der Staudamm ist 2830 m lang und 74 m hoch und hat einen Inhalt von 69 km³, meistens aus Schieferthon bestehend (Abb. 3). Das Becken reicht 400 km vom Damm flußauf und gefüllt umfaßt die Oberfläche 150 000 ha. Das Stauende liegt 8 km flußab von Bismarck, N.-Dak., Der Oahe-Damm ist ungefähr 1800 km flußauf des Zusammenflusses des Missouri mit dem Mississippi gelegen. Das Staubecken wird zwischen zwei großen Talsperren errichtet, die vor kurzem in Betrieb gegangen sind, Garrison, N.-Dak., 530 km flußauf von Oahe mit 28,4 km³,

¹ Bauingenieur 31 (1956), S. 228 „Über den Ausbau des Einzugsgebietes des Missouri“.

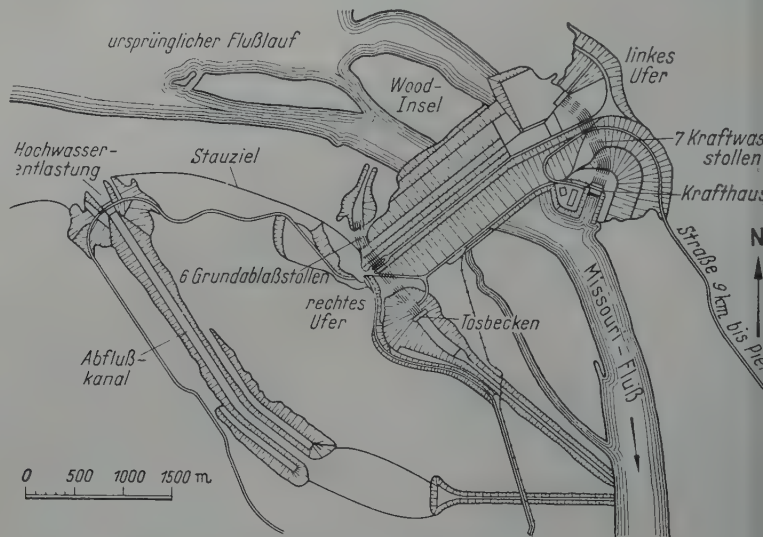


Abb. 2. Grundriß des Oahe-Dammes am Missouri.

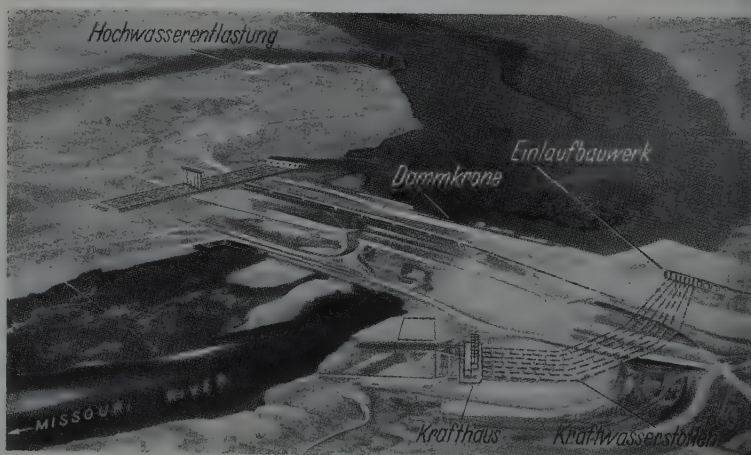


Abb. 3. Schaubild des Oahe-Dammes.

eine Schüttung von 45 000 m³ Schiefertonsfelsen vor Uferabbrüchen geschützt. Danach wurde dieser immer mehr eingengt, zuerst Ende 1953 von 520 auf 200 m. Das wurde als kleinste Einengung betrachtet, die rd. 5 Jahre bestehenblieb und bei der kleinere Hochwässer noch ohne stärkere Uferabbrüche abfließen konnten. Für unter Umständen vorkommende Abbrüche waren Ersatzbaustoffe am Ufer bereitgestellt.

Die normalen Erdarbeiten erforderten Geräte von wenigstens 1900 m³/h Aushub- bzw. Absetzleistung. Eine Untersuchung der Erdstoffe ergab Körnungen von Schluff-Feinheit bis etwa 1,8 m ϕ . Das mittlere Korn hat dabei einen Durchmesser von 38 cm. Modellversuche zeigten, daß es möglich war, den Fluß durch schnelles Zuschütten mit dem in der Nähe gewonnenen Schieferton abzuschließen und mit dem Stau zu beginnen. Die Abschließung als Teil des endgültigen Dammes wurde letzten Endes am unterwasserseitigen Ende des Dammes

bzw. 29 m³ Inhalt zum Transport des Felsens über 3 km zur Einbaustelle. Vier Planierraupen D 9 arbeiteten an der vorläufigen Schüttung in der Kanalarinne, während weitere vier mit laufenden Motoren zum jederzeitigen Einsatz am Ufer warteten. Anfänglich wurde die vorläufige Schüttung auf die ganze Länge von 274 m eingebracht. Aber nach 19 Uhr wurde sie auf die oberstromigen 172 m beschränkt. Während des Baues des vorläufigen Blockes war das linke Ufer um 3 bis 12 m abgebrochen. Nachher wurde das rechte Ufer von 18 bis 20 Uhr mittels der Planierraupen in die Rinne vorgerückt. Sodann verringerte sich die Rinnebreite laufend und am 3. Aug. um 335 Uhr wurde der Kampf des Menschen mit dem Fluß beendet.

Die Ergebnisse der verschiedenen Messungen sind in Abb. 5 dargestellt. Die starke Abnahme der Breite des Abflußkanals

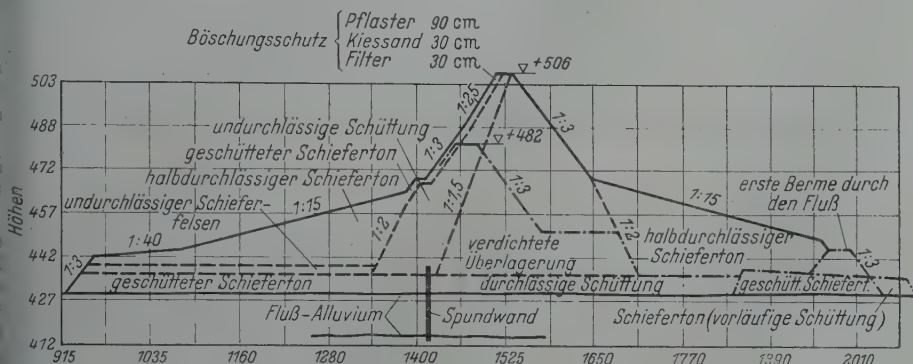


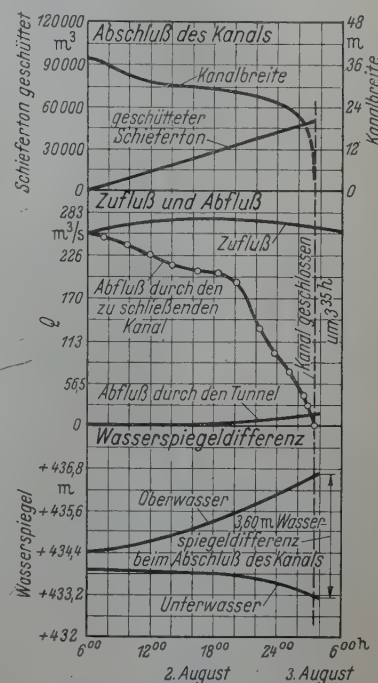
Abb. 4. Querschnitt des Oahe-Dammes. Höhen zu Längen 1:4.

gewählt, weil eine oberwasserseitige Absperrstelle eine starke Strömung im Gebiet des Dammes zur Folge gehabt hätte mit unerwünschten Erosionen, während bei einer unteren Lage der enge Kanal im Stau liegt (Abb. 4). Eine elektronische Rechenmaschine ermöglichte für 2000 in Aussicht genommene Absperrstellen und für alle möglichen Wassermengen, Kanallängen und Schüttmengen eine sehr schnelle Aufstellung der hydraulischen Berechnungen.

Im Jahre 1958 wurde dann mit der Absperrung begonnen, und zwar wurde der Kanal zunächst von 200 auf 107 m eingengt bei Wassermengen von 425 bis 850 m³/s. Während dieser Arbeiten ereignete sich im Frühjahr eine starke Eisversetzung direkt stromab der Dammbaustelle. Der dadurch entstandene Stau stieg bis etwa 3 m über die schon ausgeführte Schüttung. Die Arbeiten wurden einige Tage unterbrochen und der nachher plötzlich absinkende Stau hatte mehrere Abbrüche zur Folge. Anfang Juli wurde dann die Öffnung von 107 auf 38 m gebracht. Bis Ende Juli war die seitliche Schüttung bis auf Ordinate +455 m NN ausgeführt.

Der endgültige Abschluß des Flusses erfolgte darauf in 21½ Stunden am 2./3. August 1958. Um 6 Uhr wurde mit der Schüttung des vorläufigen Blockes in der engen Rinne begonnen. Die Wassermenge wurde während dieser Arbeiten auf 255 bis 270 m³/s gehalten. An den endgültigen Abschlußarbeiten waren folgende Geräte beteiligt: 2 Löffelbagger von 9,2 m³ Löffelinhalt und 1 Eimerseilbagger von 10,7 m³ Kübelinhalt zum Schiefertonaushub und 37 gummibereifte LKW von 22

Abb. 5. Verschiedene Meßergebnisse vom endgültigen Abschluß.



entsprach dem Abbruch der Schüttung des vorläufigen Blockes auf die ganze Länge. Bei Abschluß des Flusses gingen nur 13 m³/s durch die Stollen bei einer Wasserspiegeldifferenz von 3,6 m. Die Kurve der Schüttmassen erscheint als Gerade, weil diese während der ganzen Zeit konstant zu 2370 m³/h eingebracht wurden.

Kurz nachher wurde der Damm schnell höher getrieben, und zwar wurde anfangs 38 000 m³/Tag und später sogar das Doppelte eingebracht. Seit der Dammschließung bis Ende 1958 wurden 7,6 hm³ Erde und Schiefertonsfelsen eingebaut, und der Damm erreichte die Höhe des vorläufigen Ausbaues von +482 m NN (52 m über dem Flußbett). Diese Höhe wurde 1 Jahr früher als vorgesehen erreicht. — [Nach D. Hammond, Oahe-Dam Closure. Civ. Engng. 28 (1959), H. 2, S. 56—60.]

Dr.-Ing. F. Orth, Berlin.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen

DK 69.057.5 : 694.3 : 693.5 (022)

Haeberlen, K., u. F. Kress: **Shalungen im Betonbau**. Ein Fachbuch für die Baustelle und das Konstruktionsbüro. 256 S., 22,5 × 29,5 cm mit 830 Abb. u. 7 Tafeln. Ravensburg: Otto Maier 1959. Geb. 48,— DM.

Der Beton- und Stahlbetonbau umfaßt drei Hauptarbeiten: die Schalungs- und Gerüstarbeiten, die Arbeiten für die Bewehrung und die Betonierungsarbeiten, von denen die Schalungs- und Gerüstarbeiten bis zu 60 % der Gesamtherstellungskosten ausmachen können. Es müssen deshalb alle Bestrebungen nach Rationalisierung, die der Konkurrenzkampf erzwingt und vor denen sich kein einichtsvoller, verantwortungsbewußter Unternehmer verschließen wird, in allererster Linie auf eine Vereinfachung, Erleichterung und Beschleunigung der Schalungen und Rüstungen ausgerichtet sein, auch wenn es sich bei diesen Arbeiten eigentlich nur um Hilfsarbeiten handelt und wenn von diesen Bauhilfsmitteln, die nicht von dauerndem Bestand sein müssen, sondern nur für eine begrenzte Dauer bestimmt sind und nach dem Erhärten des Betons wieder abgebaut

werden, die Güte des eigentlichen Bauwerks nur mittelbar abhängig ist. Es geht nicht mehr an, daß der Unternehmer sich auf die fachlichen Erfahrungen des Zimmerpoliers und auf das mehr oder weniger große Geschick des Zimmermanns und Einschalers verläßt und Ausführungspläne auf die Baustelle bringt, in denen lediglich die Rohbaumassee der Betonkonstruktion eingezeichnet sind. Eine erfolversprechende Rationalisierung erfordert zu allererst eine sorgfältige Vorplanung, insbesondere der Schalungen und Rüstungen, die schon im Entwurfsbüro des Architekten und im Konstruktionsbüro des Ingenieurs beginnt und erst auf der Baustelle beim Einschaler ihr Ende findet. Für eine Rationalisierung müssen also alle am Bau Beteiligten, der entwerfende Architekt, der Konstrukteur, der Bauführer, der Polier und der Zimmermann angesprochen werden, wenn das erstrebte Ziel der Vereinfachung, Verbilligung und Produktionssteigerung erreicht werden soll. Dazu gehört aber eine schematische Schulung und eine unermüdete Erziehungsarbeit, die nicht ernst genug genommen werden kann und von deren Wert alle Bau-schaffenden überzeugt werden müssen. Erst dann kann die Rationalisierung im Betrieb Früchte tragen.

Für diese wichtige Erziehungsarbeit leistet das soeben im Otto Maier Verlag, Ravensburg, erschienene Buch „Schalungen im Betonbau“, verfaßt von hervorragenden Fachmännern, K. Haeberlen und F. Kress, als Fachbuch für die Baustelle und das Konstruktionsbüro einen sehr wertvollen Beitrag.

Das erstklassig ausgestattete Buch umfaßt 256 Seiten mit 455 Zeichnungen, 375 Photos und 7 farbigen Tafeln, die als Beispiele von ausgeführten Bauten namhafter Firmen einen ganz besonderen Wert besitzen. Der Inhalt gliedert sich in 23 Abschnitte, von denen die ersten über Werkstoffe und Verbindungsmittel, Werkzeuge und Holzbearbeitungsmaschinen, Werkplätze für Schalungsanfertigung, über amtliche Vorschriften und Vorschriften der Unfallverhütung und über Schalpläne mit teilweise farbig angelegten Ausführungsbeispielen genauso wertvoll und interessant sind wie die folgenden Kapitel über Fundament-, Wand- und Säulenschalungen, über Träger-, Treppen- und Deckenschalungen, über Sonderausführungen für Kuppel- und Shedschalungen und Gewölbe, über Schalungen für Behälter und Silos und über Lehrgerüste. Es fehlen auch nicht Schalungen für komplizierte Betonkörper wie Turbinenschläuche, Windkanäle u. dgl. Schließlich werden fabrikmäßig hergestellte Schalungsteile und Schalungshilfsmittel wie Stahlrohrstützen, Patentsprieße, Schalungsträger und Schalungstafeln aus Holz und Stahl der verschiedensten Art, Schalungen aus Rippenstreckmetall behandelt und auch nicht die besonderen Schalungsverfahren übergegangen, die als Kletter-, Gleit-, als Zieh- und Fahrshalungen bekannt sind. Die Aufzählung wäre unvollständig, wenn nicht auch auf die im Buch erwähnten, erst in allerjüngster Zeit auf dem Baumarkt erschienenen Schalkörper aus Kunststoff für die Einschaltung von weitgespannten Hängedächern hingewiesen würde.

Aus dieser Aufzählung erkennt man den Umfang des hier behandelten Stoffes, der nicht umfassender hätte sein können. Das besonders Wertvolle an dieser äußerst sorgfältigen und dabei weitgespannten Darstellung dieses Fachgebietes ist die kritische Zusammenstellung der verschiedenen Ausführungsmöglichkeiten, die keine Antwort auf die Frage schuldig bleibt, warum die Ausführung so am besten ist und nicht anders. Nicht zuletzt wird das Buch besonders wertvoll durch die sorgfältig ausgewählten Musterbeispiele aus der Praxis.

Das Fachbuch „Schalungen im Betonbau“ gehört in das Konstruktionsbüro wie auf die Baustelle, es sollte aber auch jedem Polier und jedem aufgeschlossenen Zimmermann, der fähig und willens ist, seine Fachkenntnisse zu erweitern und zu vertiefen, zugänglich sein. Es ist eine Fundgrube wertvoller Erfahrungen und beachtenswerter Hinweise, es gibt auf viele Fragen Auskunft, die sich bei der Konstruktion der Schalungen und Rüstungen ergeben und die bei einer sorgfältigen Vorplanung im Sinne einer rationalen Bauausführung bereits gelöst sein sollen, bevor die Arbeiten auf der Baustelle beginnen. Das Buch kann auch jedem Studierenden und dem jungen Ingenieur zum sorgfältigen Studium wärmstens empfohlen werden.

W. Drechsel, München.

DK 624.073.123 : 624.04 (023)

Olsen T., Dr.-Ing. H., u. Prof. Dr.-techn. F. Reinitzhuber: Die zweiseitig gelagerte Platte. Band I: Biegemomente und Durchbiegungen. 3., berichtigte Aufl., VII u. 113 S., 18,5 × 26,5 cm, mit 18 Abb. Berlin: W. Ernst & Sohn 1959. Brosch. 20,40 DM, geb. 24,— DM.

Durch dieses Buch wird für zahlreiche Biegemomente und Durchbiegungen von ausgezeichneten Punkten der Aufwand der Berechnung auf die Auswertung von Einflußflächen der zweiseitig gelagerten Rechteckplatte beschränkt. Weiterhin sind für gleichmäßig verteilte Flächenlast und für Randlasten (Linienlast und Moment) häufig gebrauchte Zustandsflächen der Momente bzw. der Durchbiegung zusammengestellt. Wertvoll sind auch die Erkenntnisse, die durch die Berücksichtigung der Querdehnungszahl $\left(\nu = \frac{1}{6}\right)$ und durch die

Variation des Verhältnisses der Biegesteifigkeiten $\frac{B_1}{B_2} = 0,8$ gewonnen werden konnten.

Am Anfang findet man wie bei den früheren Auflagen die mathematischen Grundlagen, die dem theoretisch interessierten Leser willkommen sein werden, zumal die Abhandlung manche Anregung vermittelt. Mit den gegebenen Ableitungen lassen sich die zweiseitig gelagerte isotrope und orthotrope Platte mit der effektiven Drillsteifigkeit $H = \sqrt{B_1 B_2}$ behandeln.

Abschließend sei noch darauf hingewiesen, daß bei dieser Neuauflage kleinere Druckfehler der 2. Auflage ausgemerzt wurden und die wirksam gewordenen Änderungen der maßgebenden deutschen Normen Berücksichtigung fanden.

P. Stein, Oberhausen.

DK 624.041 : 539.4 (023)

Bötlz, J., u. H.-D. Martin: Baustatik in Beispielen, Teil II: Festigkeitslehre. 214 S., 16 × 23 cm, mit 205 Abb. Hannover: Hermann Schroedel 1959. Brosch. 12,80 DM, geb. 13,80 DM.

Die Verfasser wenden sich wieder vorwiegend an den jungen Fachschulingenieur und an Studierende der Bauschulen.

Sie benutzen (im Gegensatz zum I. Band) Mittel der Indefinitesimalrechnung, ohne jedoch die mit ihren gegebenen Möglichkeiten bei der Darstellung des Stoffes auszuschöpfen.

Die Kenntnis des behandelten Stoffes befähigt zur Lösung der meisten Bemessungsaufgaben für als Stab idealisierbare Bauteile

aus Holz, Stahl, Beton oder Mauerwerk. Lediglich auf dem Gebiete der Stabilitätsuntersuchungen haben sich die Verfasser stark beschränkt, indem sie nur auf die drillfreie Knickung eingehen.

Dem Titel entsprechend nehmen die 123 Beispiele, von denen die Hälfte vollständig durchgerechnet ist, den größten Teil des Buchumfanges ein. Die Aufgaben sind zu Gruppen gleichen Typs gegliedert, denen jeweils ein Textabschnitt vorausgeht, in dem die benötigten Beziehungen gegeben und zum Teil erläutert oder sogar abgeleitet werden.

Die Beispiele sind sorgfältig ausgewählt, jedes bringt dem Leser neuen Erkenntnis. Zahlreiche konstruktive Erläuterungen und viele Hinweise auf deutsche Normen prägen den praxisnahen Charakter des Buches. In Beispiel 20 ist man je nach der Anwendung des Faustwertes „Mitwirkungsverteilungswinkel = 60°“ etwas merkwürdig verfahren.

Die Textabschnitte müßten jedoch verschiedentlich etwas sorgfältiger formuliert werden. So heißt es z. B. im Abschnitt „Schubbeanspruchungen“: „Wenn im Träger keine Längskräfte wirken, werden Schubspannung und Schubkraft am oberen und unteren Rand gleich Null und erreichen in der Querschnittsschwerachse ihr Größtwert.“ Dieser Satz enthält eine das Verständnis erschwerende unnötig scharfe Bedingung und eine durchaus nicht immer zutreffende Behauptung.

Diese Sammlung einer großen Zahl instruktiver Aufgaben aus dem Gebiete der Festigkeitslehre des Bauingenieurs ist zu begrüßen.

G. Ulbrich, Berlin

DK 621.646 (023)

Volk, W.: Absperrorgane in Rohrleitungen. Konstruktionstechnik bücher, Bd. 18, Herausgeber Prof. Dr.-Ing. K. Kollmann. V. u. 178 S., Gr. 15,5 × 23 cm, mit 145 Abb. Berlin/Göttingen: Heidelberg: Springer 1959. Geb. 25,50 DM.

Die verwirrende Fülle technischer Entwicklungen ist nur durch einen klaren Überblick beherrschbar. Dies gilt sowohl im großen, auch für bestimmte konstruktive Aufgaben. So ist z. B. das Fachgebiet „Absperrorgane in Rohrleitungen“ zwar sehr spezieller Art, erfordert aber gleichwohl Einblicke in den heiklen Zusammenhang zwischen Armatur und Anlage, mechanische und hydraulische Abwägungen, Kenntnis der Werkstoffe und zahlreicher konstruktiver Einzelheiten. Das vorliegende Buch gliedert dieses breite Feld sehr klar, zunächst durch Definition und Charakteristik der 8 Haupttypen: Schieber, Ventile, Hähne, Ringschieber, Drosselschieber, Kugelschieber, Rückschlagklappen und Spezialrückschlagklappen. Ausführliche Kapitel sind den Schiebern im engeren Sinne, den typischen Ringschiebern, den Drosselschiebern, den Rückschlagklappen und den Be- und Entlüftungsventilen gewidmet. Es werden fern zusammenfassend die Antriebe und das Drosseln und Regeln behandelt, wodurch immerhin ein gewisser Zusammenhang mit dem Druckstoßproblem erreicht erscheint. Warum eine nähere Behandlung des Kugelschiebers fehlt, ist nicht ohne weiteres verständlich. Anscheinend bedingte das Ausmaß des zur Verfügung stehenden Materials mit seinen vielen Erfahrungswerten, die bisher kaum zugänglich waren, doch gewisse Beschränkungen. Alles in allem aber ist die Hilfe, die dieses bestausgestattete Buch dem verwirrenden Ingenieur bietet, sehr beträchtlich: Was man sich früher mühsam aus zahlreichen Einzelveröffentlichungen zusammensuchen mußte, ist hier erstmalig übersichtlich zusammengefaßt und wesentlich ergänzt.

H. Grengg, Graz

DK 621.039.7 + 621.039.538.7 : 614.898.5 : 624.016.6 (023)

Jaeger, Th.: Technischer Strahlenschutz. I. Strahlenabschirmung durch Beton; II. Beseitigung radioaktiver Abfallstoffe. 192 S., 13,5 × 20,5 cm, mit 86 Abb. München: K. Thieme 1959. Brosch. 8,60 DM.

Es wird immer häufiger vorkommen, daß Baufachleute mit konstruktiven Aufgaben in Berührung kommen. Dabei handelt es sich vornehmlich um die Planung und den Bau von Gebäuden für Forschung, Aufbereitungsanlagen, heißen Laboratorien, Beschleunigern u. dgl. Das eigentlich Neue in diesem Zusammenhang ist die Berücksichtigung atomarer Strahlung durch Abschirmen, Einschließen oder durch „Beseitigen“ der strahlenden Stoffe.

Der Verfasser hat aus der großen Fülle einzelner Veröffentlichungen, hauptsächlich aus dem anglo-amerikanischen Ausland, einen Überblick gegeben, der dem Bauingenieur eine klare Informationsmöglichkeit für diese Sonderfragen bietet. Allerdings ist beim Leser die Kenntnis der atomphysikalischen Grundlagen vorausgesetzt. Dieses preiswerte, glänzend ausgestattete Buch nicht erschöpfen kann, ist bei der Schwierigkeit des behandelten Gegenstandes selbstverständlich. Aber auch der auf dem Gebiete der Kerntechnik arbeitende Fachmann wird die hervorragende Literaturzusammenstellung begrüßen.

Das Buch gliedert sich in zwei Teile. Im ersten Teil werden Betonabschirmungen behandelt. Der Verfasser umreißt das gesamte Abschirmgebiet mit den vielfältigen Verzweigungen in andere Wissensgebiete, ohne die ein Verständnis der Abschirmprobleme nicht möglich ist. Die Grundlagen der Strahlenbiologie und die verschiedenen Toleranzdosisleistungen werden zunächst kurz erläutert. Verhältnismäßig eingehend sind die physikalischen Grundprozesse der Strahlungsschwächung sowohl für Gammastrahlen als auch für Neutronen wiedergegeben.

Das Kapitel „Berechnung der Strahlungsschwächung“ führt in die Abschirmberechnung ein, wobei von vornherein nur homogene Schilde berücksichtigt werden, da die Ausrichtung des I. Teiles auf Beton als Abschirmmaterial gewählt wurde. Dem Hauptanwendungsbereich

gebiet entsprechend sind vor allem die Betonabschirmungen von Kernspaltungsreaktoren berücksichtigt und die verschiedenen Möglichkeiten der Betonzusammensetzung sowie die Gesichtspunkte zu ihrer Wahl behandelt. Zum Abschluß des ersten Teiles ist mit einigen Beispielen auf die Konstruktion von Betonabschirmungen für Reaktoren, Teilchenbeschleunigern und radiochemischen Trennanlagen eingegangen.

Der zweite Teil des Buches hat nicht nur die Beseitigung von radioaktiven Abfällen, sondern auch eine Übersicht über ihre Entstehung zum Inhalt. Etwas aus dem Rahmen der Überschrift fällt die Beschreibung von gasdichten Reaktor-Containern. Die Wiederabgabe der verschiedenen Möglichkeiten einer Abfallbeseitigung — das heißt ungefährlichen Lagerung, da sich die Abfälle nicht beseitigen lassen — spiegelt das Suchen nach allgemein befriedigenden Lösungen wider, die dieses Problem möglichst bald erfordert. J. Seetzen, Hannover.

Neuerscheinungen

Fonrobert, Dr.-Ing. F.: Grundzüge des Holzbaues im Hochbau. Ein Leitfaden für Studium und Praxis. 7. Aufl., neubearbeitet von Prof. Dr.-Ing. habil., Dr.-Ing. E. h. W. Stoy u. Dipl.-Ing. G. Dröge. XVI, 318 S., 15 × 21 cm, mit 285 Abb. Berlin: Ernst & Sohn 1960. Brosch. 24,— DM, Geb. 27,— DM.

Eisen, A., u. H. Krenchel: Tensile Cracks in Reinforced Concrete. Meddelelse des Laboriet for Bygningsteknik der Dän. Techn. Hochschule Nr. 9. 24 S., 17,5 × 25,5 cm, mit zahlr. Abb. Kopenhagen 1959. Brosch. 8,— Dkr.

Verschiedenes

Professor Dr.-Ing. habil. Dr. jur. Ernst Randzio 70 Jahre

Am 27. April beging Professor Randzio seinen 70. Geburtstag. Der geborene Ostpreuße ist Wahl-Berliner und für jeden, der sich mit dem unterirdischen Städtebau beschäftigt, ein Begriff.

Nach Studium des Bauingenieurwesens, Teilnahme am Ersten Weltkrieg, Studium der Rechte, Ablegen der Großen Staatsprüfung im Eisenbahn- und Straßenbau, mit Ernennung zum Regierungsbaumeister, gehörte er seit 1920 zunächst als Assistent, später als Professor der Technischen Hochschule Charlottenburg und nach dem Zweiten Weltkriege, an dem er ebenfalls teilnahm, ab 1955 auch als Professor der Technischen Universität Berlin an.

Als Sachverständiger wurde er von zahlreichen Stellen für wichtige Aufgaben und Gutachten herangezogen.

Umfangreich ist die Liste seiner Veröffentlichungen in Fachzeitschriften über Fragen des Eisenbahnwesens, des Stollen- und Tunnelbaues. In der „HÜTTE“ bearbeitete er das Kapitel „Erdbau, Stollen- und Tunnelbau“.

Bereits 1927 erschien seine erste Buchveröffentlichung „Stollenbau“. Nach dem letzten Kriege widmete er sich vornehmlich den Fragen des unterirdischen Städtebaues.

In zahlreichen Veröffentlichungen, Gutachten und Denkschriften setzte er sich leidenschaftlich für eine Koordinierung der Planung der unterirdischen Versorgungsanlagen der verschiedenen Stellen, wie Stadtentwässerung, Post, U-Bahn, Gas-, Wasser-, Elektrizitätswerke u. a., ein. 1951 erschien sein Werk „Unterirdischer Städtebau“, herausgegeben von der Akademie für Raumforschung und Landesplanung, Hannover.

Sein vielfältiges und immer von dem vollen Gewicht seiner Persönlichkeit getragenes Wirken läßt sich im Rahmen dieser Würdigung nur kurz umreißen. Überall dort, wo sein Fachgebiet berührt wird, hat er in Ausschüssen, Arbeitskreisen, bei Forschungsaufträgen und durch Gutachten mit größter Hingabe einen Standpunkt fest vertreten.

Seine Forderungen und seine Stellungnahme zu aktuellen Problemen sind oft nicht bequem, aber immer von hohem Verantwortungsbewußtsein getragen.

Von seinen ehrenamtlichen Tätigkeiten sei besonders die im Architekten- und Ingenieur-Verein zu Berlin hervorgehoben, dem er seit vielen Jahren als Vorstandsmitglied angehört.

Wir wünschen dem noch heute unermüdlich tätigen Jubilar weiterhin die Erhaltung seiner bewundernswerten Schaffenskraft und gratulieren von Herzen. Joh. Peters, Berlin-Nikolassee.

Oberbaudirektor Karl Schübler 40 Jahre im Staatsdienst

Oberbaudirektor Karl Schübler konnte am 1. April 1960 auf eine 40jährige Tätigkeit im Dienste der Stadt Köln zurückblicken; er wird nach Erreichen des selbstgesteckten Zieles, den Bau der wichtigsten Kölner Brücken selbst zu leiten, demnächst in den verdienten Ruhestand treten. Aus diesem Anlaß sei das Lebensbild des Mannes kurz aufgezeichnet, dem es gelang, den für Köln so wichtigen Wiederaufbau der Brücken nicht nur in

Kollbrunner, Dr. sc. techn., Dipl.-Bau-Ing. C. F., und Dr. sc. techn., Dipl.-Bau-Ing. G. Herrmann: Plattenbeulung im plastischen Bereich mit Berücksichtigung der Schubverzerrung. Mitt. d. Techn. Komm. d. Schweiz. Stahlbauverb. Heft 19. 34 S., 15,5 × 22,5 cm. Zürich: Schweizer Stahlbauverband, 1960. Brosch. 7,50 Sfr.

Riester, Dr. F.: Die Verhütung und Überwindung saisonaler Arbeitslosigkeit, insbesondere im Baugewerbe, als arbeitsmarktpolitische Aufgabe. Inaugural-Dissertation. 213 S., 14,5 × 20,5 cm. (Photomech. Schreibmaschinendruck) 1959. Zu beziehen durch: Dr. F. Riester, Düsseldorf, Brunnenstr. 60—62. Brosch. 10,— DM.

Hess, Dr.-Ing. F.: Probleme des Hochwasserschutzes am Niederrhein. Limnologische Schriftenreihe „Gewässer und Abwasser“, Heft 23. 88 S., 14,8 × 21,9 cm, mit 47 Abb. Düsseldorf: A. Bagel, 1959. Brosch. 18,— DM.

Mondin, Ing. Ch.: Construction Métallique (Aide-Mémoire Dunod) Bd. 1, 2. Aufl. X, 286 S., 9,5 × 14,5 cm, mit 172 Abb. Paris: Dunod 1960. Geb. 6,80 NF.

Mondin, Ing. Ch.: Travaux Publics (Aide Mémoire Dunod) Bd. 2, 68. Aufl. XII, 304 S., 9,5 × 14,5 cm, mit zahlr. Abb. Paris: Dunod 1960. Geb. 6,80 NF.

Schriften des Deutschen Verbandes für Wohnungswesen, Städtebau und Raumplanung, Heft 40 (Band 3) u. Heft 41 (Band 4): **Schrifttumnachweis Bau-, Wohnungs- und Siedlungswesen.** Band 3 (Jahrg. 1957): IV, 123 S., 21 × 29,5 cm (Schreibmaschinendruck) 1959. — Band 4 (Jahrg. 1958): III, 96 S., 21 × 29,5 cm (Schreibmaschinendruck) 1960. Köln: Deutscher Verband f. Wohnungswesen, Städtebau und Raumplanung. Brosch. je Band 20,— DM.

erstaunlich kurzer Zeit durchzuführen, sondern auch den Ruf Kölns als Stadt der schönen und kühnen Brücken voll zu erhalten.

Schübler wurde am 23. August 1892 in Winkels (Oberlahnkreis) geboren und erhielt seine Fachausbildung 1909 bis 1913 an der Ingenieurschule in Köln. Nachdem er von 1913 bis 1920 bei der Stadtverwaltung in Stolberg (Rheinland) tätig war, trat er am 1. April 1920 in den Dienst der Stadt Köln, wo er im Rahmen des Hafenbauamtes beim Bau des Niehler Hafens mitwirkte. 1931 erhielt er die Leitung der Wasser- und Brückenbauabteilung, die aus dem Hafenbauamt hervorging. Im Dezember 1933 wurde er aus politischen Gründen aus seiner Beamten-tätigkeit entlassen. Er ging daraufhin in die Baupraxis und war von 1934 bis April 1945 als erster Oberingenieur der Kölner Baufirma Rausch u. Balensiefen tätig.

Anfang Mai 1945 wurde er zum Dienst bei der Stadt Köln zurückberufen und erhielt zunächst wieder die Leitung der Wasser- und Brückenbauabteilung. Aber schon wenige Monate später wurde er als Leiter des Tiefbauamtes zum Baudirektor ernannt. In dieser Stellung war er maßgeblich an der verantwortungsvollen Aufgabe des Wiederaufbaues der Straßen und des gesamten Verkehrswesens der Stadt Köln beteiligt. Der unter seiner Leitung durchgeführte Ausbau des Mülheimer Ufers und des Ölhafens Köln-Niehl II sei hier besonders verzeichnet.

Die Aufgabe aber, die ihm vor allem am Herzen lag und der er sich mit dem vollen Optimismus und der ganzen Tatkraft seiner starken Persönlichkeit widmete, war der Wiederaufbau der Kölner Brücken. Mit der Pattonbrücke, einer Behelfsbrücke im Zuge des Deutschen Ringes, die im Juli 1946 dem Verkehr übergeben wurde, konnten die dringenden Verkehrsbedürfnisse für die Verbindung der links- und rechtsrheinischen Stadtteile befriedigt werden. Doch schon im Oktober 1948 wurde die unter Schüblers Leitung gebaute Köln-Deutzer Brücke als erste neue Straßenbrücke über den Rhein dem Verkehr übergeben. Welches Maß an vorbildlicher Menschenführung und nie versagender Organisationskunst erforderlich war, um in der Zeit kurz vor der Währungsreform einen Brückenbau termingemäß fertigzustellen, kann heute nur der voll würdigen, der in dieser schweren Zeit selbst mitten im Baugeschehen stand. Bereits drei Jahre nach der Deutzer Brücke — im September 1951 — wurde die neue Hängebrücke Köln-Mülheim dem Verkehr übergeben.

Dank einer vertrauensvollen und glücklichen Zusammenarbeit mit seinen technisch-wissenschaftlichen Beratern und den ausführenden Firmen konnten beide neuerbauten Brücken nicht



nur die schnell wachsenden Verkehrsbedürfnisse befriedigen, sie stellten auch richtungsweisende Beispiele neuzeitlichen Stahlbrückenbaues dar. So ist die Brücke Köln-Deutz die erste weitgespannte, durchlaufende Vollwandbalkenbrücke mit Hohlkastenquerschnitt, ein System, das Vorbild für viele, weitere Brücken wurde. Für die Brücke Köln-Mülheim wurde dank Schüßlers Weitblick und seiner Entschlußfreudigkeit erstmalig für eine Hängebrücke die orthotrope Platte der Stahlfahrbahn ausgeführt, die heute ein unentbehrliches Bauelement des Großbrückenbaues geworden ist.

Nun fehlte noch die ebenfalls zerstörte Straßenbrücke am Dom, um die vor dem Kriege vorhandenen drei städtischen Straßenbrücken wieder zu erhalten. Schüßler stellte vor dem Wiederaufbau eingehende Untersuchungen an, an welchen Stellen mit Rücksicht auf den Ausbau des Straßennetzes und den stark angestiegenen motorisierten Verkehr weitere Brücken in Frage kämen, und empfahl den Bau einer neuen Brücke im Zuge des Göttinger, der Severinsbrücke. Die im November 1959 dem Verkehr übergebene Brücke, die wegen ihrer einzigartigen, aus den Kölner Verhältnissen sich ergebenden, architektonischen Gliederung ebenfalls in die Geschichte des Stahlbrückenbaues eingehen wird, bildet mit ihren großzügigen Verkehrslösungen einen würdigen Abschluß der so fruchtbaren Tätigkeit des tatkräftigen Kölner Oberbaudirektors.

Schüßler, der in verschiedenen technisch-wissenschaftlichen Ausschüssen tätig war und über seine Arbeiten an den Kölner Brücken außer in Festschriften auch in der Zeitschrift „Der Stahlbau“ berichtete, erhielt auf Grund seiner Verdienste um die Fortschritte im Stahlbrückenbau von der Technischen Hochschule Karlsruhe am 26. Oktober 1950 die Würde eines Ehrensensors. Die Stadt Köln ernannte ihn am 16. Juni 1952 zum Oberbaudirektor.

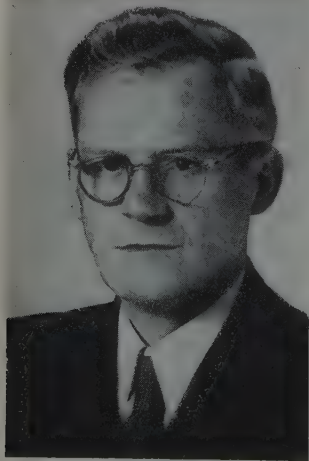
Nicht nur die unmittelbaren Mitarbeiter seines Amtes, sondern alle Ingenieure, die wie ich die Freude hatten, anlässlich des Baues der Kölner Brücken in einem Firmengemeinschaftsbüro in Köln mit Schüßler in engeren Kontakt zu kommen, schätzten ihn wegen seines aufrechten, geraden Wesens, seines unerschütterlichen Optimismus sowie der Begeisterung, mit der er an alle Aufgaben heranging und damit auch seine Mitarbeiter zu Höchstleistungen anspornte. Auch die menschliche Fürsorge, die alle verspürten, die mit ihm am Wiederaufbau der Kölner Brücken arbeiteten, und die rückhaltlose Anerkennung der von ihm geforderten, oft nicht einfachen Ingenieurleistungen ist uns in schönster Erinnerung.

Wir wünschen dem tatkräftigen Kölner Oberbaudirektor, den wir uns noch gar nicht im „Ruhestand“ vorstellen können, noch viele schöne Jahre in Gesundheit und Frische im Kreise seiner Familie, in welchem er sicherlich mit Interesse den weiteren Ausbau der Kölner Brücken verfolgen wird, den er grundsätzlich durch einen von ihm aufgestellten Rahmenplan vorgezeichnet hat.

Prof. Dr.-Ing. W. Pelikan, Stuttgart.

Dr.-Ing. Heinrich Börner †

Am 21. Februar 1960 erlag der in Fachkreisen, besonders des Brückenbaues, weitbekannte Leiter der Bauabteilung und Vizepräsident der Bundesbahndirektion Regensburg, Dr.-Ing. Heinrich Börner, jäh und unerwartet einem Herzschlag. Sein Tod bedeutet nicht nur für seine Angehörigen und für seine unmittelbare Berufsarbeit einen schweren Verlust.



Geboren wurde er am 25. 1. 1902 in Ingolstadt, studierte an der Technischen Hochschule München Bautechnik und bestand im Oktober 1925 die Diplomprüfung als Bester seines Jahrgangs. Um seine Ausbildung zu vervollständigen, bewarb er sich um Aufnahme als Baureferendar. Er war dann bei bayerischen Straßen- und Flußbauämtern und bei der Reichsbahndirektion München tätig. Die vorgeschriebenen drei Ausbildungsjahre unterbrach er durch eine einjährige Tätigkeit als 2. Assistent

beim Lehrstuhl für Statik und Eisenbau der TH München (Prof. Dr. Schachenmeier). Im Herbst 1929 legte er die Große Staatsprüfung ab und bestand sie als Fünfter von 33 Bewerbern. In dieser Zeit reichte er auch seine Dissertation: „Beitrag zur Be-

rechnung von Hängebrücken mit Berücksichtigung der Formänderungen“ bei der TH Darmstadt ein und promovierte ein Jahr später mit dem Prädikat „sehr gut bestanden“.

Da nach der Praxis jener Jahre von Staat und Reichsbahn zusammen jeweils kaum 10 % der jungen Regierungsbaumeister eines Prüfungsjahrganges übernommen wurden, kam Dr. Börner zunächst im höheren bautechnischen Dienst nicht an. Er übernahm daher beim Bezirk Ingolstadt die Bauüberwachung der Straßenbrücke über die Donau bei Großmehring, einer damals bemerkenswertesten Eisenbeton-Balkenbrücken. Nach Abschluß dieser Tätigkeit war er von 1930 bis 1933 wieder an der TH München tätig, diesmal als a. o. Assistent am Lehrstuhl für Massivbrücken und Eisenbetonbau bei Prof. Spangenberg. Er durfte nach dessen Erkrankung einen Teil seiner Vorlesungen übernehmen.

Im Oktober 1933, als die Reichsbahn für den soeben aufgelaufenen Bau der Reichsautobahnen ihre fähigsten Fachleute abforderte und weitere suchte, verließ Dr. Börner seine Lehrtätigkeit und nahm — zunächst im Vertragsverhältnis — bei der Obersten Bauleitung München der Reichsautobahnen (OBK) eine sehr interessante neue Tätigkeit auf, die — neben Trassierungsfragen — mit der Bearbeitung der Innbrücke bei Pfaundorf begann. Ein Jahr später übernahm ihn die Reichsbahn in den höheren Dienst. Er mußte in nochmaliger dreivierteljähriger Ausbildung alle Sparten des praktischen Eisenbahndienstes durchlaufen und kehrte dann als Dezernatshilfsarbeiter an die OBK München zurück, wo wiederum große Aufgaben, besonders im Brückenbau, seiner harnten. Viele Brücken der Autobahnstrecken München—Salzburg, München—Augsburg—Ulm und München—Ingolstadt hat er maßgeblich beeinflußt.

Nach anschließender etwa 1½-jähriger Tätigkeit als Vorstandsmitglied des Reichsbahnbetriebsamts Wittenberge wurde er Mitte 1936 ins Reichsverkehrsministerium als Hilfsarbeiter von Geheimrat Schaper und Prof. Schaechterle berufen, wo bei der Reichsbahndirektion die gesamten Pläne für die zu errichtenden Brücken zur einheitlichen Überprüfung durchliefen. Diese Überprüfung war seine Aufgabe, bei der er seine bereits reiche Erfahrung verwerten und auch noch erweitern konnte.

Im Juli 1940 wurde Dr. Börner Brückendezernent der Reichsbahndirektion Regensburg. Er konnte auf seinem neuen Posten ein Jahr tätig sein, wurde dann aber in die Ukraine, nach Italien und schließlich nach dem Westen abgeordnet, jeweils nach dem Auftrag zur Wiederherstellung zerstörter Brücken, den er mit ebensoviel Sachkunde, wie Tatkraft und Improvisationskunst erfüllte.

Nach Rückkehr auf seinen Posten wurde er im Mai 1945 zum Leiter der Bauabteilung der Reichsbahndirektion Regensburg ernannt und im Juli 1945 von der Besatzungsmacht als kommissarischer Präsident der Direktion eingesetzt, die er in dieser schwierigen Zeit 11 Monate selbstständig zu führen hatte. Nach seiner Ablehnung einer endgültigen Übernahme des Postens wurde er zum 1. Vertreter des Präsidenten bestellt und dann im Januar 1951 zum Vizepräsidenten ernannt. Sein Brückendezernat hatte bis Mai 1952 beibehalten, bis er — zu seinem Bedauern — auf die mit seiner Stellung verbundenen übergeordneten Aufgaben beschränken mußte.

Seit 1931 lebte er in selten harmonischer Ehe.

Dr. Börner war ein für seinen Beruf begeisterter, aber schöpferischer wie tatkräftiger Ingenieur. Er ist fachlich auch durch eine Anzahl von Veröffentlichungen hervorgetreten, die zum Teil auch mit Gestaltungsfragen befassen und seine besondere Neigung für Baukunst erkennen lassen. Diese Neigung ging weit über das Fachliche hinaus. Dr. Börner darf als ein solcher Kenner der Baukunst und Kunstgeschichte gelten. In Vorträgen, Veröffentlichungen und Führungen hat er manches von seinem Wissen und seiner Freude an der Kunst anderen vermittelt. Seine besondere Liebe galt der Kirchenbaukunst. Außerdem waren seine Interessen weitgespannt. Er beschäftigte sich gern mit den verschiedensten Wissensgebieten. Über allgemeine Verkehrsfragen, über Wetterkunde, über Reiseeindrücke hat er manchen Beitrag veröffentlicht.

Seine gesellige Veranlagung und sein Sinn für Humor zeigten sich von vornherein in den Erfolg, wenn er gesellschaftliche Veranstaltungen organisierte, zu denen er oft ausgezeichnete Beiträge in Versen und Prosa beisteuerte. Ganz besonders aber warb er sich die Achtung und Zuneigung all derer, mit denen er zu tun hatte, durch hervorragende Charaktereigenschaften, allem seine Lauterkeit, sein liebenswürdiges Wesen, seine tatkräftige Hilfsbereitschaft und seine persönliche Bescheidenheit.

So begleitete ihn mit seinen Angehörigen ein fast unübertreffbares Gefolge in ehrlicher Trauer auf seinem letzten Gang. Man kann ihn nicht vergessen.

Aurnhammer, München

Atomkraft

**Der Bau ortsfester und beweglicher
Atomantriebe und seine technischen
und wirtschaftlichen Probleme**

**Eine kritische Einführung für Ingenieure,
Volkswirte und Politiker**

Von Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h.
FRIEDRICH MÜNZINGER, Berlin

Dritte, umgearbeitete, stark erweiterte Auflage
Mit 260 Abbildungen und 83 Tabellen.

XII, 304 Seiten Gr.-8°. 1960. Ganzleinen DM 42,—

INHALTSÜBERSICHT

Theoretischer Teil:

Einleitung. Atomphysikalische Grundlagen. Kühlung von
Reaktoren. Bau- und Spaltstoffe.

Technischer Teil:

Der Bau von Reaktoren. Wärmekraftmaschinen für Reak-
toren. Spaltstoff- und Baustoffbedarf von Reaktoren. Bau
ganzer Atomkraftwerke.

Wirtschaftlicher Teil:

Wettbewerbsfähigkeit von Atomkraftwerken. Deutscher
Atomkraftwerkbau. Die Atomwirtschaft.

Atomkraft und zweite industrielle Revolution:

Allgemeines.

Atomantriebe für ortsbewegliche Anlagen:

Nukleare Antriebe für Schiffe. Nukleare Antriebe für Flug-
zeuge. Nukleare Antriebe für Raketen. Nukleare Antriebe
für Lokomotiven. Nukleare Antriebe für Kraftwagen · An-
hang · Literaturverzeichnis · Namen- und Sachverzeichnis.

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft

23. und 24. Band 1955/57

Mit 3 Bildnissen, 207 Abbildungen und 6 Tafeln.
VIII, 235 Seiten 4°. 1959. Ganzleinen DM 57,—

INHALTSÜBERSICHT

Die Hafenbautechnische Gesellschaft 1955/57 · Hellenistische Hafenstädte. Von C. Schneider · Die Donauhäfen Regensburg und Passau gestern und heute. Von P. Feuchter · Die Regulierung der österreichischen Donau und ihre Voraussetzungen. Von J. Schmutterer · Modellversuche für den Hafen Acajutla, El Salvador. Von W. Hensen · Studie über die Wasserwege zu den deutschen Seehäfen. Von H. Wegner · Der Ausbau des Fischereihafens Büsum. Von M. Bahr · Entwurf und Baudurchführung der großen neuen Ölumschlagsbrücke in Wilhelmshaven. Von E. Lackner · Das Internationale Übereinkommen zur Verhütung der Verschmutzung der See durch Öl. Von E. Stehr · Verfasser- und Namensverzeichnis · Orts- und Gewässerverzeichnis · Sachverzeichnis.

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Der gleislose Erdbau

Anwendung und Einsatz der Geräte
Organisation und Kalkulation
des Förderbetriebes

Von Dr.-Ing. G. KÜHN, Hamburg-Blankenese

Mit 161 Abbildungen. XVI, 375 Seiten Gr.-8°. 1956. Ganzleinen DM 39,—

AUS DEN BESPRECHUNGEN

„Das Buch ist von einem Fachmann geschrieben, der in jahrelanger praktischer Tätigkeit den Einsatz von Flachbaggergeräten beobachtet und selbst geleitet hat. Es ist eine Freude, zu sehen und zu lesen, wie umfassend die Vorgänge im Flachbaggerbetrieb erfaßt, wissenschaftlich ausgewertet und die organisatorischen Vorgänge dabei aufgezeichnet wurden ... Diese Kleinarbeit bietet den Leitern von Baustellen und den Bauführern beim Einsatz von Flachbaggern die Möglichkeit, ihre Arbeit in dieser oder jener Hinsicht, insbesondere auf Großbaustellen, noch zu verfeinern und damit wirtschaftlicher zu gestalten ...“

VDI-Zeitschrift

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

MURASIT- VERZÖGERER wirkt auch als Betonverdichter

wesentlich verbesserte Betonqualität

- Keine Arbeitsfugen
- Höhere Verdichtungswilligkeit
- Geringere Entmischungsneigung
- Gute Pump- und Transportfähigkeit



- Vermeidung von Temperaturrissen
- Homogenes Betongefüge
- Hohe Wasserdichtigkeit
- Verbesserte Aggressiv- und Frostbeständigkeit
- Stark verringerte Ausblühneigung
- Überraschend hohe Druckfestigkeit
- Weiter Dosierungsbereich
- Schutz gegen Korrosion

MURASIT-VERZÖGERER mit den Eigenschaften eines guten Betonverflüssigers

auch für Spannbeton zugelassen!

Ausführliche Druckschriften
über MURASIT-VERZÖGERER auf Anforderung

Organa-Bautenschutz-GmbH · Bochum-Gerthe · Postfach 29
Gebrüder Mayer · Fabrik chem. Baustoffe · Berkheim/Esslingen/N



Ein neuer LIEBHERR-Universal-Baukran

Diese außergewöhnliche Neukonstruktion vereinigt in sich die Vorzüge eines fahrbaren Turmdrehkrans, eines stationären Krans, eines Kanaldrehkrans und eines Kletterkrans. Fünf Typen von 12 bis 66mt; Form 25HB bis 66HB wahlweise mit neuartigem LIEBHERR-Dreigang-Hubgetriebe, dadurch Hubgeschwindigkeiten bis 130 bzw. 145 m/min! Fordern Sie noch heute detaillierte Unterlagen.

H. LIEBHERR · WERK I · BIBERACH/RISS

Fernruf *9101, *9301

FS 0712855

Vor kurzem erschien:

Grundbau-Dynamik

Von Dr.-Ing. HANS LORENZ,

o. Professor für Grundbau und Bodenmechanik an der Technischen Universität Berlin

Mit 302 Abbildungen. VIII, 308 Seiten Gr.-8°. 1960. Ganzleinen DM 46,50

INHALTSÜBERSICHT

Einleitung: Anwendungsgebiete der Dynamik im Grundbau. Häufig benutzte Begriffe und Formelzeichen. Behandelte Systeme, Aufgaben und Probleme. Grundbegriffe · Schwingungssysteme mit konzentrierten Massen: Einfache harmonische Schwingungen. Nichtharmonische Schwingungen. Elastisch gestützte, schwingende starre Scheibe. Mehrmassensysteme · Homogene Systeme, Stabwerksdynamik: Das exakte Berechnungsverfahren der ungedämpften, freien

Schwingungen. Näherungsverfahren zur Berechnung freier, ungedämpfter Schwingungen. Erzwungene ungedämpfte Schwingungen · Dynamik des Baugrundes: Eigenschaften des Baugrundes; angenommene Schwingungssysteme. Baugrunduntersuchungen. Schwingungsverdichtung. Schwingrammung · Zusammenfassung der Ergebnisse: Schwingungssysteme mit konzentrierten Massen. Homogene Systeme. Dynamik des Baugrundes. Verwickelte Schwingungssysteme · Literatur- und Sachverzeichnis.

SPRINGER-VERLAG · BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Der neuzeitliche Straßenbau

Aufgaben und Technik

Von Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. ERWIN NEUMANN, Professor an der Technischen Hochschule Stuttgart, unter Mitarbeit von F. FREISING, Göppingen · R. JELINEK, München · K. KEIL, Dresden · H. H. KRESS, Tübingen · K. W. OSTWALD, Köln · W. REICHELT, Bonn · T. ROSIN, Kassel · E. VORDERMEIER, Stuttgart

Handbibliothek für Bauingenieure

Ein Hand- und Nachschlagebuch für Studium und Praxis

Begründet von ROBERT OTZEN

Vierte neubearbeitete Auflage

Mit 508 Abbildungen. XX, 649 Seiten Gr.-8°. 1959.

Ganzleinen DM 66,—

INHALTSÜBERSICHT

Die Aufgabe · Die Straßenverkehrsmittel · Linienführung · Mittel zur Gestaltung der Straßen · Der Erdbau · Die Bemessung der Straßendecken · Erdstraßen · Straßenbefestigungen · Die Decken des neuzeitlichen Straßenbaues · Geräte und Maschinen zur Herstellung der Straßenbefestigung · Straßentunnel und ihre Ausrüstung · Die gebräuchlichsten Siebsysteme mit ihren wichtigsten Daten · Merkblatt für Körnungen aus gebrochenem Naturgestein · Schrifttums- und Sachverzeichnis.

SPRINGER-VERLAG · BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Neue Prospekte und Druckschriften

Interessenten an nachstehenden Druckschriften bitten wir, diese unter Hinweis auf „Der Bauingenieur“ direkt bei den genannten Firmen anzufordern

Baumaschinen

WIEGER Maschinenbau GmbH., Neuß/Rhein

Druckschrift **WIEGER-UNIDACHS:**

Dieses Gerät ist eine Neuentwicklung und kann zu folgenden Arbeiten eingesetzt werden: Planier-, Hub-, Schub- und Reißarbeiten, sowie Grab- und Montagearbeiten.

Technische Hauptdaten:

Gesamtgewicht ohne Werkzeug	ca. 15 t
Gesamtlänge mit eingezogenem Arm	9,1 m
Gesamtbreite	ca. 2,3 m
Größtmögliche Hubhöhe	7 m
Größtmögliche Grabtiefe	3 m
Schwenkbereich	359°
Fahrtgeschwindigkeit	max. ca. 7 km

Handbuch über Gurtförderer nach dem Baukastenprinzip (DIN A 5, 43 S.)

Das Handbuch gibt Hinweise und Anregungen zu Berechnungen und Anwendungsmöglichkeiten von WIEGER-Förderanlagen und ihre Kombination mit anderen Fördermitteln. Ein mehrfarbiger Prospekt „Wieger-Gurtförderer“ ergänzt das o. g. Handbuch.

Handbuch über WIEGER-Terrain-Bunker (DIN A 5, 27 S.). Der WIEGER-Terrain-Bunker ist ein aus Baukasten-Elementen, die aus gepreßten Stahlblechen hergestellt werden, veränderlich zusammensetzbarer Vorratsbunker für Schüttgüter aller Art.

Prospekt DIB A 4, 8 S. (mehrfarbig) WIEGER-Ladegeräte (Fahrlader, Grabenbagger)

Prospektblatt „Selbstfahrende WIEGER-Sack- und Transportkarre „Roll-Boy“

Das Gerät wird verwendet in der Standardausführung als Sackkarre, mit verlängerten Gabelarmen zum Palettentransport, mit Schürf-Kübel zur Bewegung von Schüttgütern und mit Zusatzgerät (Fahrpalette) zum Schwertransport bis zu 600 kg.

Baumaschinen Waimer, vorm. Herm. Ulrich, Eßlingen/Neckar, Olgastraße 14

Der zweifarbige Prospekt — 12 S., 21 × 21 — gibt einen Überblick über das Beton- und Mörtelmischer-Programm. Die Waimer-Turbomischer — mehrfarbiger Prospekt, 4 S., DIN A 4 quer — hat eine außergewöhnlich hohe Leistung: je nach Typengröße bei 50 Mischungen/Stde. ca. 20—50 m³ Frischbeton.

Die Maschinen arbeiten halb- und vollautomatisch, sie werden durch Elektromotoren angetrieben.

E. u. O. Rienth, Winnenden/Württ.

Prospektblatt RUMA Mörtelförder- und Verputzanlagen (DIN A 4, 2 S.): Die von der Firma entwickelten Anlagen rationalisieren den Mörteltransport und Mörtelanwurf bei Innen- und Außen-Verputzarbeiten und Maurerarbeiten. Der Antrieb erfolgt je nach Type durch Elektromotor oder Dieselmotor.

Bauzubehör

Essener Metallwerkstätten L. Leiner GmbH., Essen, Kaninenbergstraße 39

Der mehrfarbige Prospekt „Gifega - Stahl - Kellerfenster“ (DIN A 4, 4 S.) gibt eine Übersicht über die verschiedenen Typen Stahl-Keller- und -Waschküchenfenster, ihre Normgrößen und über die Handhabung des Gifega-Kombinations-Hebelverschlusses.

Gummilager

Vorspann-Technik GmbH., Düsseldorf-Oberkassel, Kaiser-Friedrich-Ring 38

Die Lager, bestehend aus mehreren Schichten eines Spezialgummis, dem Neoprene, zwischen denen jeweils eine Stahlplatte oder ein Drahtgitter als Bewehrung eingebettet ist, ermöglichen dem unterstützten Bauwerk folgende Bewegungen: horizontal in Längs- und Querrichtung, kleine Drehungen um beide horizontale Achsen und kleine Drehungen um die Vertikalachse (Druckschrift „Allseitig bewegliche Gummilager“, DIN A 5, 8 S.).



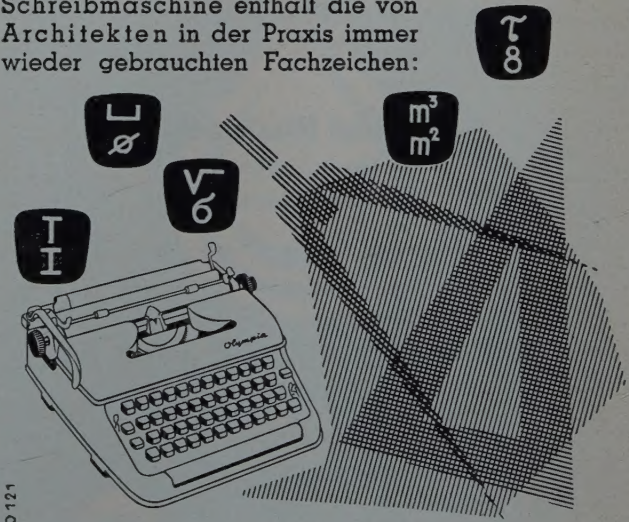
IM AUGE BEHALTEN

fordern Sie kostenlose CERESIT-Informationsschriften. Der CERESIT-BERATER stellt seine jahrzehntelangen Erfahrungen in Einsatz und Anwendung von chemischen Baustoffen in Ihren Dienst.

WUNNERSCHE BITUMEN-WERKE GMBH · UNNA

Olympia vorteilhaft mit der Spezialtastatur für Architekten

Die Spezialtastatur der OLYMPIA-Schreibmaschine enthält die von Architekten in der Praxis immer wieder gebrauchten Fachzeichen:



0 121

Handschriftliche Eintragungen und viele Anschläge werden durch die Spezialtastatur eingespart.

Ausführliche Druckschriften senden Ihnen

OLYMPIA WERKE AG. WILHELMSHAVEN

STELLENANGEBOTE

Erfahrener Ingenieur**(TH oder HTL)****als Assistent des technischen Vorstands**

mit der besonderen Aufgabe der Koordination von Konstruktionsbüro, Werkstatt und Montage zum baldigen Eintritt gesucht.

Für diese interessante und verantwortungsvolle Aufgabe kommen nur Herren mit Erfahrung mindestens auf den beiden Gebieten von Büro und Montage und nicht unter etwa 40 Jahren in Frage.

Ausführliche Bewerbungen mit allen Unterlagen sowie Gehaltsansprüchen an

Hein, Lehmann & Co. AG.

Personalabteilung

Düsseldorf, Postfach 4109

Erfahrener Kalkulator

für Tief- und Ingenieurbauten gesucht.

Bewerbungen unter Beifügung eines Lebenslaufes und der Zeugnisabschriften mit Angabe des möglichen Eintrittstermins sowie der Gehaltsansprüche erbeten.

Beton- und Monierbau A-G.

Personalabteilung

Düsseldorf, Goethestr. 36 a

Bauingenieure TH und HTL

mit Erfahrung in Kalkulation und Kostenrechnung von Tief-, Erd- und Straßenbauten mit Großgerät für angesehene Baufirma gesucht.

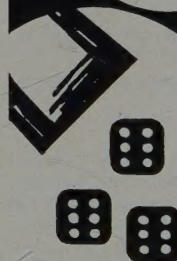
Selbständige Herren, die an Dauerstellung, Aufstieg und guter Bezahlung interessiert sind, werden gebeten, ihre ausführliche Bewerbung mit Lichtbild, Tätigkeitsnachweis und Gehaltswunsch an **Dr. Kohl (Beratender Ingenieur)**, Heilbronn, Moltkestr. 82, zu richten.

STELLENGESUCHE

Junger Hochbauingenieur (HTL)

3 Jahre tätig als Bauleiter im Industriebau, in ungekündigter Stellung, sucht neuen Wirkungskreis im Raume Düsseldorf.

Angeb. unt. F. 468 an **ANNONCEN-SCHURMANN**, Düsseldorf, Graf-Adolf-Str. 16.

Für INJEKTIONEN**INTRAPLAST****PLASTIMENT GmbH KARLSRUHE**
Postf. 1270 · Tel. 268 23 · Fsch. 0782 616**ein
guter
wurf**

ist die Entscheidung für
vandex
isoliermittel
gegen Wasser
und Feuchtigkeit



VANDEX ISOLIERMITTEL-GESELLSCHAFT MBH.
HAMBURG-STELLINGEN
KIELER STRASSE 335c

Compakta

veredelt **Beton, Putz, Gips**, indem
man es dem Anmachwasser zurührt. Prosp. d.
Baustoff-Chemie, Seebuck/Oberbayern

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene, rammfähige

Stahlpundwände

mit einwandfreien Schlössern in den Fabrikaten **„Larssen III“**, **„Hoesch III“** und **„Krupp KN III“** in Längen zwischen 3 und 8 m laufend und preisgünstig abzugeben.

F. & A. JEHLE OHG., Rastatt-Hügelsheim / Baden
Telefon: Iffezheim 277—278 / Fernschreiber Nr. 0784 352

Einführung in den Wärme- und Stoffaustausch

Von Dr.-Ing. habil. ERNST ECKERT, Professor and
Director of the Heat Transfer Laboratory, Uni-
versity of Minnesota, Visiting Professor, Purdue
University

Zweite, überarbeitete Auflage

Mit 171 Abbildungen. XI, 295 Seiten Gr.-8°. 1959.
Ganzleinen DM 28,80

INHALTSÜBERSICHT

Die Grundbegriffe des Wärmeaustausches · Wärmeleitung ·
Der Wärmeübergang · Die Wärmestrahlung · Der Stoff-
austausch · Anhang · Namen- und Sachverzeichnis.

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Ingenieur - Mathematik

Von Dr. R. SAUER, Professor an der Technischen
Hochschule München

Erster Band

Differential- und Integralrechnung

Mit 178 Abbildungen. VIII, 304 Seiten Gr.-8°. 1959.
Ganzleinen DM 24,—

ZUR INFORMATION

Das Buch richtet sich an Studierende der Ingenieurwissen-
schaften und der Physik und gibt eine Einführung in die
Mathematik in einem Umfang, der etwa den beiden ersten
Semestern der mathematischen Kursvorlesungen an den
Technischen Hochschulen entspricht (Differential- und
Integralrechnung samt Grundzügen der Vektorrechnung
und der analytischen und Differentialgeometrie). Es wird
durchweg versucht, die Begriffe und Methoden in einer
Weise zu entwickeln, die der aufs Anschauliche gerichteten
Denkweise des Ingenieurs angemessen ist. Numerische und
graphische Methoden nehmen einen verhältnismäßig breiten
Raum ein. Auch eine Einführung in die Nomographie ist
eingefügt sowie ein Exkurs in die Getriebelehre.

Ein später folgender zweiter Band wird sich mit den Diffe-
rentialgleichungen und der Funktionentheorie befassen.

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

HANS STAPELFELDT

Spezialunternehmen für Grundwasser-
abdichtungen und Isolierungen

Hannover, Stammestr. 1

Telefon: 4 60 72

Berlin N 65, Müllerstr. 79b

Telefon: 46 39 86

Wasserdruckhaltende Abdichtungen für
Ingenieurbauwerke aller Art nach DIN 4031
gegen Grundwasser, stauende Sickerwässer
etc. Abdichtungen für Brücken, Terrassen,
Hofdecken nach der AIB. Behälterab-
dichtungen und Dehnfugen-Ausbildungen
nach eigenen Systemen und Verfahren.

LORENZ Beton-Bohrpfahl



bei unsicherem Baugrund,
bedrohten Bauwerken,
Spundwandverankerungen
u. sonstigen Tiefgründungen

LORENZ & CO.

ALLGEMEINE BAUGESELLSCHAFT LORENZ-BAU ALLGEMEINE BAUGESELLSCHAFT
LORENZ & CO. M.B.H. G. M.B.H. LORENZ & CO. M.B.H.
BERLIN-WILMERSDORF ISERLOHN LÜBECK-HAMBURG-KIEL
BREMERHAVEN



C₃A-frei

für Wasserbauten

immun gegen Sulfat-Angriffe,
deshalb wirtschaftlich . . .
ein Portland-Zement mit geringem Schwindmaß
und niedriger Wärmeentwicklung.

Verlangen Sie unsere Schriften über DYCKERHOFF-Sulfadur.
Zur unverbindlichen Beratung stehen wir jederzeit zur Verfügung.



DYCKERHOFF ZEMENTWERKE A.G. · WIESBADEN-AMÖNEBU